

ESTUDO À FLEXÃO DE VIGAS EM BEAL REFORÇADAS COM UHPC

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em
Engenharia Civil: Especialização em Construção Urbana

Autor

Tomás da Luz Cordeiro

Orientadores

Prof. Dr. Ricardo Nuno Francisco do Carmo

Instituto Politécnico de Coimbra

Instituto Superior de Engenharia de Coimbra

Prof. Dr. Hugo Sérgio Sousa Costa

Instituto Politécnico de Coimbra

Instituto Superior de Engenharia de Coimbra

Coimbra, Março, 2019

*“Quanto mais aumenta o nosso conhecimento, mais evidente fica a
nossa ignorância”. (John F. Kennedy)*

AGRADECIMENTOS

Concluída mais uma etapa na minha vida académica/profissional, é necessário partilhar os louros com quem lhe é devido, pela força, compreensão e acima de tudo pela alegria e boa disposição.

Assim, quero começar por agradecer aos Professores Doutores Ricardo do Carmo e Hugo Costa, orientadores da tese. Obrigado pela disponibilidade apresentada quer ao longo dos ensaios laboratoriais quer na composição da dissertação propriamente dita, pela amizade e ensinamentos, sugestões fundamentais para atingir o ansiado grau de mestre.

Ao Professor Jónatas Valença, sempre que foi necessário esteve presente, quer nas betonagens quer na realização dos ensaios de rugosidade das interfaces efetuados.

Ao técnico do Laboratório de Materiais de Construção, o Sr. António Amaral pela ajuda na produção das vigas e boa disposição diária que alegrava a Laboratório de Mecânica Estrutural.

Aos meus colegas de Laboratório, Vitor Sousa, Vitor Almeida e Dany Marques, pelo trabalho que desenvolvemos em equipa e boa disposição.

Aos meus Pais por me fazerem acreditar que era possível conseguir atingir este patamar, apoiando sempre que necessário, Muito Obrigado!

À Luísa, porque provavelmente não teria terminado a presente dissertação, se não me pressionasse todos os dias, para a concluir.

Aos amigos e colegas de curso que sempre me apoiaram nesta longa viagem, enquanto estudante de engenharia civil.

A todos o meu Muito Obrigado.

RESUMO

Nos dias que correm, existe cada vez mais uma preocupação com a sustentabilidade e impacto ambiental provocados pela construção, esgotamento dos recursos naturais e necessidade de encontrar materiais mais sustentáveis e novas técnicas construtivas. A construção civil provoca grande impacto ambiental, quer na exploração de pedreiras, na utilização de produtos à base de petróleo para funcionamento de equipamentos ou nos resíduos de construção provenientes de demolições. Assim, é importante desenvolver planos de manutenção e reabilitação, das estruturas existentes, preservando o património existente.

O betão de ultra elevado desempenho, designado na comunidade científica por UHPC é considerado pelos teóricos um material de alta tecnologia. A sua produção necessita de maiores dosagens de cimento quando comparada com outros tipos de betão, no entanto permite reduzir as secções transversais dos elementos estruturais fabricados, aliado ao facto de apresentar uma baixa porosidade resultando numa elevada durabilidade.

Assim, nesta dissertação pretende-se apresentar o conceito de *superskin* relativamente ao comportamento estrutural em vigas sujeitas a esforços de flexão, produzidas com recobrimento nas laterais e base em *ultra high performance concrete* (UHPC) e núcleo produzido em betão estrutural de agregados leves (BEAL) de forma conseguirmos uma solução durável e eficiente do ponto de vista ecológico. Neste estudo analisou-se, mais especificamente, a influência do tipo de ligação entre a camada de recobrimento e o betão do núcleo no comportamento das vigas. Para atingir o objetivo definido, foram produzidas seis vigas na totalidade, uma viga de referência apenas com betão leve, quatro vigas com diferentes tipos de ligação entre o núcleo e a *superskin* e uma viga produzida apenas com o recobrimento em UHPC sendo o núcleo em XPS, usado apenas como molde interno perdido.

Palavras-Chaves: Betão Estrutural de Agregados Leves (BEAL), Betão de Ultra Elevado Desempenho (UHPC), Flexão, Reforço, Pré-Fabricação, Vigas, Fibras, Resistência, Durabilidade, Sustentabilidade

ABSTRACT

Today, there is a growing concern about sustainability and environmental impact caused by construction, depletion of natural resources and the need to find more sustainable materials and new construction techniques. Civil construction has a major environmental impact, whether in quarrying, in the use of petroleum-based products for the operation of equipment or in construction waste from demolitions. Thus, it is important to develop maintenance and rehabilitation plans of existing structures, preserving existing assets.

The ultra high performance concrete, designated in the scientific community by UHPC is considered by the theoreticians a material of high technology. Its production requires greater dosages of cement when compared with other types of concrete, however it allows to reduce the cross sections of the produced structural elements, in addition to having a low porosity resulting in a high durability.

Thus, in this dissertation we intend to present the concept of superskin with respect to the structural behavior in beams subject to flexural stresses, produced with lateral and base coating in ultra high performance concrete (UHPC) and core produced in structural concrete of light aggregates (LWAC) in order to achieve a durable and environmentally efficient solution. In this study we analyzed, more specifically, the influence of the type of bond between the covering layer and the concrete of the core in the behavior of the beams. In order to reach the defined objective, six beams were produced in all, a beam of reference only with light concrete, four beams with different types of connection between the core and the superskin and a beam produced only with the covering in UHPC being the nucleus in XPS, used only as a lost internal mold.

Key words: Structural Concrete of Light Aggregates (BEAL), Ultra High Performance Concrete (UHPC), Flexion, Reinforcement, Pre-Fabrication, Beams, Fibers, Strength, Durability, Sustainability

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	v
RESUMO	vii
ABSTRACT	ix
ÍNDICE.....	xi
ÍNDICE DE FIGURAS	xv
ÍNDICE DE QUADROS	xix
SIMBOLOGIA	xxi
ACRÓNIMOS	xxv
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Enquadramento do tema	1
1.2. Objetivos Propostos e Metodologia	1
1.3. Estrutura da Dissertação	3
2. MATERIAIS	5
2.1. Betão Leve	5
2.1.1. História do Betão Leve.....	5
2.1.2. Vantagens e desvantagens do Betão Leve (BL)	11
2.1.3. Propriedades Mecânicas e Físicas	12
2.1.3.1. Massa volúmica.....	12
2.1.3.2. Módulo de elasticidade.....	13
2.1.3.3. Resistência à compressão	14
2.1.3.4. Resistência à tração e ao corte.....	16
2.1.3.5. Retração e Fluência	17
2.2. Ultra High Performance Concrete - UHPC.....	18
2.2.1. História e Aplicações do UHPC.....	18
2.2.2. Vantagens e Desvantagens do UHPC.....	24
2.2.3. Propriedades do UHPC	25
2.2.3.1. Massa volúmica.....	25
2.2.3.2. Módulo de elasticidade.....	25
2.2.3.3. Resistência à compressão	26
2.2.3.4. Resistência à tração e ao corte.....	29
2.2.3.5. Retração e Fluência	30
3. COMPORTAMENTOS RELEVANTES NO ESTUDO DAS VIGAS COMPÓSITAS	33
3.1. Interface betão-betão.....	33

3.2.	Comportamento à flexão	38
3.2.1.	Deformação Plástica Excessiva do Aço	38
3.2.2.	Rotura do Betão	39
3.2.3.	Influência das Fibras de Aço	40
4.	PROGRAMA EXPERIMENTAL	41
4.1.	Introdução	41
4.2.	Caracterização das Misturas	41
4.2.1.	Caracterização dos constituintes e composição do BEAL	41
4.2.2.	Caracterização dos constituintes e composição do UHPC	43
4.3.	Caracterização das Armaduras	45
4.4.	Propriedades mecânicas dos BEAL e UHPC	47
4.4.1.	Resistência à Compressão	47
4.4.2.	Módulo de Elasticidade	48
4.4.3.	Massa Volúmica	49
4.4.4.	Resistência à tração por flexão	49
4.4.5.	Resultados	50
4.5.	Características Resistentes da Interface	51
4.5.1.	Ensaio de Corte Inclinado	51
4.5.2.	Caracterização da rugosidade da interface	53
4.6.	Caracterização dos Elementos de Ensaio	58
4.6.1.	Descrição das Vigas	59
4.6.2.	Armadura das Vigas para o ensaio à Flexão	60
4.6.3.	Produção das Vigas	61
4.6.4.	“Setup” do ensaio à flexão das vigas	66
5.	ANÁLISE DE RESULTADOS	71
5.1.	Erro na Medição da Carga Aplicada	71
5.2.	Relação Carga – Deslocamento	72
5.3.	Análise do Momento Resistente	77
5.3.1.	Momento Teórico	77
5.3.2.	Momento Máximo	80
5.3.3.	M_{teo} vs. $M_{máx}$	80
5.3.4.	Relação Momento – Curvatura	81
5.4.	Análise da Rigidez	83
5.4.1.	Rigidez Teórica	83
5.4.2.	Rigidez Experimental	84
5.5.	Fendilhação e Tipo de Rotura	86
6.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	91
6.1.	Principais Conclusões	91

6.2. Desenvolvimentos Futuros.....	92
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	95
ANEXO A – Controlo de Medições.....	101
ANEXO B – Relação Carga-Deslocamento (F- δ).....	105
ANEXO C – Cálculo do Momento Teórico (M_{teo}).....	108
ANEXO D – Determinação da Curvatura Experimental.....	112
ANEXO E – Relação Momento – Curvatura ($M - 1/r$)	114
ANEXO F – Cálculo do $EI_{I,teo}$ e do $EI_{II,teo}$	117

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Panteão de Roma	6
Figura 2.2 – Torre Picasso (Madrid)	7
Figura 2.3 – St.James Park (Newcastle).....	8
Figura 2.4 – Plataforma offshore Troll.....	9
Figura 2.5 – Ponte Nordhordland.....	10
Figura 2.6 – Ponte 25 de Abril (Lisboa).....	10
Figura 2.7 – Evolução das f_{ck} aos 28 dias (Coutinho,1998)	20
Figura 2.8 – Seções de UHPC, aço, betão pré-esforçado, betão armado (WALRAVEN, 2000).....	20
Figura 2.9 – The Footbridge of Peace, Seoul – Coreia do Sul	21
Figura 2.10 – Jean Bouin Stadium (France): Ductal UHPC Roof and Façade Panels	22
Figura 2.11 – Haneda Airport, Tokyo, Japan	22
Figura 2.12 – Pilar reabilitado na Suíça, Brühwiler e Denarié, 2008.....	23
Figura 2.13 – Diagrama tensão-extensão (Graybeal et. al, 2013)	30
Figura 2.14 – Fenómeno de Fluência no UHPC segundo Graybeal e Davis (Almeida, 2015)	32
Figura 3.1 – Modelo “dentes de serra” utilizado na teoria do corte-atrito	34
Figura 3.2 – Ensaio de corte inclinado (Costa et. al., 2011)	36
Figura 3.3 – Deformação plástica do aço em viga de betão armado (Silva, 2015).....	39
Figura 3.4 – Rotura do betão em viga de betão armado (Silva, 2015).....	39
Figura 3.5 – Distribuição de tensões de um elemento em BRFA fendilhado (adaptado de Robins et al, 2001 e RILEM TC 162-TDF, 2003)	40
Figura 4.1 – CEM II/A-L 42,R Figura 4.2 – Cinzas Volantes	42
Figura 4.3 – LECA® MD Figura 4.4 – LECA® XS.....	42
Figura 4.5 – Areia Média 0/4 mm	43
Figura 4.6 – Filer calcário	44
Figura 4.7 – Areia Fina 0/1	44
Figura 4.8 – Aspeto macroscópico das micro fibras utilizadas.	45
Figura 4.9 – Aspeto das armaduras utilizadas nas vigas	46
Figura 4.10 – Provetes cúbicos para ensaio à compressão (150×150×150 mm ³)	47
Figura 4.11 – Provetes submersos a temperatura constante.	48
Figura 4.12 – Ensaio de resistência à compressão em cubos.	48
Figura 4.13 – Determinação do módulo de elasticidade em provete	49
Figura 4.14 – Preparação dos Provetes	51
Figura 4.15 – Betonagem do betão de substrato (BEAL)	52
Figura 4.16 – Ensaio de corte inclinado.....	52
Figura 4.17 – Instrumentos do Analisador de Rugosidade a Laser 2D	54
Figura 4.18 – Superfícies produzidas.....	55
Figura 4.19 – Perfil de rugosidade da superfície lisa	55
Figura 4.20 – Perfil de rugosidade da superfície lisa com conetores metálicos.....	56
Figura 4.21 – Perfil de rugosidade da superfície com retardador de presa	56
Figura 4.22 – Perfil de rugosidade com superfície ondulada/indentada	56
Figura 4.23 – Parâmetros de rugosidade avaliados com o analisador de rugosidade a laser 2D	57

Figura 4.24 – Esquema de ensaio à flexão e respetivo diagrama de esforços (M,V).....	59
Figura 4.25 – Viga V-F-C antes do ensaio.....	60
Figura 4.26 – Corte transversal e longitudinal da viga.....	61
Figura 4.27 – Esquema da cofragem das vigas em CAD (Silva J., 2015).....	62
Figura 4.28 – Cofragem e armaduras.....	62
Figura 4.29 – Execução de amassaduras de BEAL.....	63
Figura 4.30 – Betonagem do BEAL.....	63
Figura 4.31 – Descofragem e cura aos 28dias.....	64
Figura 4.32 – Execução de amassaduras de UHPC.....	64
Figura 4.33 – Betonagem do UHPC.....	65
Figura 4.34 – Descofragem e armazenamento das vigas	65
Figura 4.35 – Pórtico de Ensaio	66
Figura 4.36 – Esquema do pórtico de ensaio (Silva, 2015).....	67
Figura 4.37 – Esquema detalhado do equipamento de ensaio (Silva, 2015).....	68
Figura 4.38 – Viga para ensaio à flexão para a V0_F_REF.....	69
Figura 5.1 – Força no Atuador vs Reações nas Células de Carga.....	71
Figura 5.2 – Diagrama de Carga - Deslocamento	72
Figura 5.3 – Deformada da viga V0_F_REF	74
Figura 5.4 – Deformada da viga V1_F_L	74
Figura 5.5 – Deformada da viga V2_F_C	74
Figura 5.6 – Deformada da viga V3_F_R.....	75
Figura 5.7 – Deformada da viga V4_F_O.....	75
Figura 5.8 – Deformada da viga V5_F_SK.....	75
Figura 5.9 – Deformação para $F = 75$ kN	76
Figura 5.10 – Distribuição tensões para cálculo do M_{teo} (Martins,2018).....	77
Figura 5.11 – Distribuição de tensões para cálculo do M_{teo} (Martins,2018)	78
Figura 5.12 – Diagrama de Momento – Curvatura (Silva, 2015).....	81
Figura 5.13 – Diagrama de Momento - Curvatura	82
Figura 5.14 – Posicionamento dos LVDTs horizontais	83
Figura 5.15 – Diagrama $M-1/r$ para análise da rigidez experimental – V2_F_L.	85
Figura 5.16 – Diagrama $F-\delta$ (V0_F_REF)	86
Figura 5.17 – Evolução da fendilhação V0_F_REF (Esquerda) e V1_F_L (direita).....	87
Figura 5.18 – Evolução da fendilhação V2_F_C (Esquerda) e V3_F_R (direita)	88
Figura 5.19 – Evolução da fendilhação V4_F_O (Esquerda) e V5_F_SK (direita).....	89
Figura A.2.1 – Força no Atuador vs Reações nas Células de Carga (V0_F_REF).....	102
Figura A.2.2 – Força no Atuador vs Reações nas Células de Carga (V1_F_L).....	102
Figura A.2.3 – Força no Atuador vs Reações nas Células de Carga (V2_F_C).....	103
Figura A.2.4 – Força no Atuador vs Reações nas Células de Carga (V3_F_R).....	103
Figura A.2.5 – Força no Atuador vs Reações nas Células de Carga (V4_F_O)	104
Figura A.2.6 – Força no Atuador vs Reações nas Células de Carga (V5_F_SK)	104
Figura B.1.1 – Relação $F-\delta$ (V0_F_REF)	105
Figura B.1.2 – Relação $F-\delta$ (V1_F_L)	105
Figura B.1.3 – Relação $F-\delta$ (V2_F_C).....	106
Figura B.1.4 – Relação $F-\delta$ (V3_F_R).....	106

Figura B.1.5 – Relação $F-\delta$ (V4_F_O).....	107
Figura B.1.6 – Relação $F-\delta$ (V5_F_SK).....	107
Figura C.1.1 – Distribuição de tensões para cálculo do Mteo – viga de referência (Martins,2018) ...	108
Figura C.1.2 – Distribuição de tensões para cálculo do Mteo – vigas superskin (Martins, 2018)	110
Figura D.1.1 – Esquema para cálculo da curvatura.....	112
Figura E.1.1 – Relação $M - 1/r$ (V0_F_REF).....	114
Figura E.1.2 – Relação $M - 1/r$ (V1_F_L).....	114
Figura E.1.3 – Relação $M - 1/r$ (V2_F_C)	115
Figura E.1.4 – Relação $M - 1/r$ (V3_F_R)	115
Figura E.1.5 – Relação $M - 1/r$ (V4_F_O)	116
Figura E.1.6 – Relação $M - 1/r$ (V5_F_SK)	116
Figura F.1.1 – Esquema para o cálculo da inércia para a viga de referência	117
Figura F.1.2 – Esquema para o cálculo da inércia para a viga com SuperSkin.....	119

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Classe de Massa Volúmica do BEAL pelo EC2	12
Quadro 2.2 – Classes de Resistência dos Betões de Agregados Leves pelo EC2 e MC10	16
Quadro 2.3 – Relação entre o Modulo de Elasticidade e Resistência à Compressão.....	26
Quadro 2.4 – Fator de Conversão para Resistência à Compressão	27
Quadro 2.5 – Efeito da aplicação de pressão na resistência à compressão UHPC.....	28
Quadro 2.6 – Resultados da Resistência à compressão e Modulo de Elasticidade (Graybeal,2006)	29
Quadro 3.1 – Coeficientes de coesão e atrito, propostos pelo EC2 e MC10.....	34
Quadro 3.2 – Coeficientes de atrito propostos pelo ACI	35
Quadro 4.1 – Composição para 1m ³ de BEAL	43
Quadro 4.2 – Composição para 1m ³ de UHPC	45
Quadro 4.3 – Áreas de aço	45
Quadro 4.4 – Características do aço utilizado (EC2)	46
Quadro 4.5 – Ensaios de caracterização do betão realizados	47
Quadro 4.6 – Resultados das capacidades resistentes e massa volúmica.....	50
Quadro 4.7 – Resultados do ensaio de tração por flexão	50
Quadro 4.8 – Valores da resistência ao corte da interface	53
Quadro 4.9 – Parâmetro de Rugosidade das várias interfaces.....	57
Quadro 5.1 – Valores máximos de Carga ($F_{máx}$) e Deslocamento ($\delta_{máx}$).....	73
Quadro 5.2 – Valores do Momento Teórico.....	79
Quadro 5.3 – Valores máximos do momento experimental	80
Quadro 5.4 – Relação M_{max}/M_{teo}	80
Quadro 5.5 – Valores teóricos da rigidez.....	84
Quadro 5.6 – Valores experimentais da rigidez	85
Quadro A.1.1 – Controlo de medições das vigas produzidas.....	101
Quadro A.1.2 – Valores da altura útil	101

SIMBOLOGIA

Gregas

α	Ângulo entre a interface e a vertical no provete de ensaio SST
δ	Deslocamento vertical/flecha
$\delta_{\text{máx}}$	Deslocamento vertical máximo
ϵ_c	Extensão no betão
ϵ_{cu3}	Extensão última do betão (EC2)
ϵ_{inf}	Extensão na fibra inferior
$\epsilon_{\text{lvd},i}$	Extensão determinada com base nas leituras do LVDT horizontal inferior
$\epsilon_{\text{lvd},s}$	Extensão determinada com base nas leituras do LVDT horizontal superior
ϵ_s	Extensão na armadura tracionada
ϵ_s'	Extensão na armadura comprimida
ϵ_{sy}	Extensão de cedência do aço
ϵ_{su}	Extensão de rotura do aço
ϵ_{sup}	Extensão na fibra superior
ρ	Taxa de armadura tracionada
ρ'	Taxa de armadura comprimida
τ	Tensão de corte
\varnothing	Diâmetro do varão

Latinas Maiúsculas

$A_{\text{betão}}$	Área de betão
A_s	Área da secção transversal das armaduras em tração
$A_{s'}$	Área da secção transversal das armaduras em compressão
$A_{s,\text{homog.}}$	Área homogeneizada das armaduras tracionadas
$A_{s,\text{homog.}'}$	Área homogeneizada das armaduras comprimidas
E_c	Módulo de elasticidade do betão
EI	Rigidez à flexão
EI_{exp}	Rigidez à flexão experimental
EI_I	Rigidez à flexão no Estado I
EI_{II}	Rigidez à flexão no Estado II
EI_{teo}	Rigidez à flexão teórica
E_s	Módulo de elasticidade do aço
F	Força ou carga aplicada
F_c	Força no betão
$F_{c,SK}$	Força no betão de recobrimento comprimido
$F_{c,SK,l}$	Força no betão de recobrimento tracionado das laterais da secção
$F_{c,SK,b}$	Força no betão de recobrimento tracionado da base da secção
$F_{\text{máx}}$	Força máxima
F_p	Força de rotura do provete de ensaio à tração por compressão diametral
F_s	Força na armadura tracionada
$F_{s'}$	Força na armadura comprimida
I	Momento de inércia
$M_{\text{máx}}$	Valor máximo do momento registado experimentalmente
M_{teo}	Valor máximo do momento calculado teoricamente
Z_G	Centro de gravidade da secção

Latinas Minúsculas

$1/r$	Curvatura da secção
a	Distância entre a armadura tracionada e a face inferior da secção; Aresta da secção transversal do provete de ensaio SST
a_p	Aresta de menor dimensão do provete de ensaio à tração por compressão diametral
a'	Distância entre a armadura comprimida e a face superior da secção
b	Largura da secção/viga
b_R	Largura do provete de ensaio à tração por flexão
c	Recobrimento das armaduras da viga
d	Altura útil da secção da viga
e_h	Comprimento horizontal entre a secção onde estão fixos os LVDTs horizontais
f_c	Valor da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{cm,cil}$	Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão, em provetes cilíndricos
$f_{cm,cubo}$	Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão, em provetes cúbicos
f_{ct}	Valor da tensão de rotura do betão à tração
$f_{ct,fl}$	Valor da tensão de rotura do betão à tração por flexão
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração
f_{Ftu}	Valor da tensão residual máxima das fibras
f_{Fts}	Valor da tensão residual de serviço das fibras
f_R	Valor da tensão residual de flexão do betão
f_{sy}	Valor da tensão de cedência do aço
f_{su}	Valor da tensão de rotura do aço
h	Altura da secção transversal da viga
h_R	Altura do provete de ensaio à flexão para determinar a resistência à tração
l	Comprimento da viga
l'	Distância entre apoios da viga
l_R	Distância entre apoios do provete de ensaio à tração por flexão
w_u	Valor máximo de abertura das fendas
x	Profundidade do eixo neutro

ACRÓNIMOS

A/C	Relação, em massa, água/cimento;
BEAL	Betão estrutural de agregados leves;
BDN	Betão de densidade normal;
UHPC	Betão de ultra elevado desempenho (Ultra High Performance Concrete);
XS	Leca estrutural 0/3 mm;
HD 4/12	Leca estrutural 4/12 mm;
FS	Areia fina 0/2 mm;
MS	Areia média 0/4 mm;
CMOD	Crack Mouth Opening Displacement
SST	Slant Shear Test.
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
IPQ	Instituto Português da Qualidade
EC2	Euro Código 2
MC10	Model Code 2010
ACI	American Concrete Institute
AFGC	Association Française de Génie Civil

1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo é efetuado o enquadramento do tema, bem como a descrição dos objetivos e da metodologia adotada, apresentando-se também a forma como está organizada a informação na presente dissertação.

1.1. Enquadramento do tema

Hoje em dia, a sustentabilidade na construção é uma prioridade para a comunidade científica, sendo uma das maiores preocupações a nível mundial a redução das emissões de dióxido de carbono para a atmosfera. A utilização de betão armado na construção, seja este em edifícios, pontes, barragens, tuneis ou mesmo estruturas *off-shore* é uma realidade nos dias de hoje, visto que o seu custo de produção é inferior à utilização de outros materiais. Desde modo, para aumentar a durabilidade das construções bem como a sua capacidade resistente foram desenvolvidos nas últimas décadas novos betões, destacando os betões de ultra elevado desempenho.

O desenvolvimento de betão de elevado desempenho permitiu aumentar o período de vida útil das estruturas de betão armado, podendo ser aplicado em ambientes onde a exposição ambiental é mais severa. Este tipo de betões é caracterizado por ter uma relação água/cimento baixa, elevadas dosagens de cimento e uma matriz ultra densa, resultando num betão com baixa permeabilidade, e maiores resistências mecânicas à compressão e à tração.

O conceito de *superskin*, consiste na aplicação de um betão de ultra elevado desempenho na camada de recobrimento de elementos estruturais e pode ser aplicado quer na pré-fabricação de qualquer tipo de estruturas, neste caso o compósito é executado em ambiente controlado, permitindo um melhor controlo da sua produção, quer na reabilitação de estruturas existentes, onde a *superskin* é adicionada a um elemento já existente, como reforço estrutural e de aumento da durabilidade. O grande benefício do uso da *superskin* é aplicar um UHPC apenas na camada onde é mais necessária em termos de durabilidade e não em toda a secção do elemento estrutural, evitando assim um consumo muito elevado de cimento na produção dos elementos, reduzindo consequentemente o impacte ambiental associado à produção do cimento.

1.2. Objetivos Propostos e Metodologia

Este projeto apresenta, como principal objetivo, o estudo da influência da ligação entre o betão estrutural de agregados leves (BEAL) e o ultra high performance concrete (UHPC) no comportamento geral das vigas. Este estudo foi realizado através da variação da ligação entre o BEAL e o UHPC no desenvolvimento e base da viga, sujeita a flexão simples. Neste projeto, a questão do desenvolvimento dos materiais utilizados, neste caso o BEAL e o UHPC não é considerada como objetivo, visto que o seu desenvolvimento e a sua caracterização já foram

efetuadas em estudos anteriores. Assim, a presente dissertação está focada na análise do comportamento estrutural das vigas.

A presente dissertação é um trabalho inovador na área da engenharia civil e foi desenvolvido no âmbito de um estudo mais geral sobre a aplicação da *superskin* em elementos estruturais, com os seguintes trabalhos constituintes: i) dissertação do mestrando Vitor Almeida, que foca o estudo nos vários tipos de ligação entre a *superskin* e o núcleo, em elementos sujeitos a esforço transversal; ii) dissertação do mestrando Dany Marques, que visa estudar os vários tipos de ligação entre a *superskin* e o núcleo em elementos sujeitos a esforço transversal e flexão, focando-se no comportamento das vigas em termos de longa duração e ao nível das condições de serviço, estados limites de utilização; iii) dissertação do mestrando Vitor Sousa, que visa estudar os vários tipos de ligação entre a *superskin* e o núcleo, neste caso em lajes sujeitas a cargas concentradas, originando esforços de flexão e punçoamento. Salienta-se ainda que o conceito da *superskin* foi idealizado pela primeira vez, ao nível do material, em 2008, sendo desenvolvido entre 2010-2014, pelo Prof. Eduardo Júlio no projecto *Intelligent Super Skin – Enhanced Durability for Concrete Members*.

Nesta dissertação será analisado o comportamento à flexão de vigas de betão armado com *superskin*, variando o tipo de ligação entre o BEAL do núcleo e o UHPC da *skin*, permitindo estudar e caracterizar as ligações, bem como estudar o comportamento do recobrimento na flexão. Para o estudo deste tema foram efetuadas seis vigas com a mesma taxa de armadura longitudinal de tração e a mesma seção transversal, diferindo apenas os tipos de ligação entre o BEAL e o UHPC, designadas consoante o tipo de ligação:

- V0_F_Ref;
- V1_F_Lisa;
- V2_F_Conectores;
- V3_F_Rugosa;
- V4_F_Indentada;
- V5_F_SuperSkin.

Assim sendo, estudaram-se parâmetros como a deformação, a curvatura, a ductilidade, entre outros, com o intuito de se verificar a influência das ligações.

Para atingir o objetivo definido destacam-se os seguintes passos:

- Revisão bibliográfica sobre os assuntos em análise, nomeadamente: as propriedades dos betões de ultra elevada resistência (UHPC), incorporando fibras metálicas; as propriedades dos betões estruturais de agregados leves (BEAL); as características da interface entre os dois betões aplicados; o comportamento de vigas sob o efeito do esforço de corte e de flexão;
- Preparação do programa experimental, incluindo o estudo da conceção das vigas a ensaiar, para que durante os ensaios seja atingido o tipo de rotura previsto;
- Produção das vigas a ensaiar e dos provetes para a caracterização das propriedades dos betões utilizados;
- Caracterização das propriedades mecânicas dos materiais utilizados;

- Realização dos ensaios experimentais nas vigas produzidas, possibilitando a observação do seu comportamento até à rotura em flexão e a recolha de dados para posterior análise;
- Análise e discussão dos resultados obtidos durante os ensaios: análise da evolução dos principais parâmetros estudados; comparação dos resultados experimentais com as previsões definidas na principal regulamentação;
- Apresentação das principais conclusões relativas aos ensaios e resultados obtidos e proposta de desenvolvimentos futuros.

1.3. Estrutura da Dissertação

A presente dissertação apresenta-se dividida em sete capítulos, os quais descrevem várias etapas da realização do estudo.

No Capítulo 1 faz-se o enquadramento do trabalho de investigação, definindo-se os principais objetivos, a metodologia adotada e a sua importância, bem como a estrutura da dissertação.

No Capítulo 2 apresenta-se uma revisão bibliográfica referente aos betões utilizados, ou seja, as propriedades físicas e mecânicas dos BEAL e do UHPC, assim como as vantagens e desvantagens da sua utilização. Apresentam-se ainda algumas utilizações históricas e recentes destes dois tipos de betões.

No Capítulo 3 apresenta-se primeiro, um resumo sobre a interface entre elementos betão-betão, sendo um dos parâmetros principais do estudo, que irá permitir efetuar uma análise de resultados mais rigorosa, e seguidamente, uma breve revisão bibliográfica relativamente ao estudo da resistência à flexão, a acidentes resultantes da rotura por flexão, a estudos relevantes e a estudos recentes neste âmbito.

No Capítulo 4 descreve-se o programa experimental realizado neste trabalho de investigação referindo-se as fases em que se desenvolve. É realizada a caracterização das misturas e dos betões no estado endurecido, descrição da produção das vigas ensaiadas, provetes para ensaio de corte inclinado, bem como todos os ensaios experimentais realizados e descrição da sua metodologia.

No Capítulo 5 realiza-se a análise dos resultados obtidos nos ensaios laboratoriais, onde são apresentados todos os gráficos, diagramas de esforços e figuras que auxiliam na análise, incluindo: relação carga-deslocamento, valores teóricos dos momentos resistentes, valores máximos dos momentos registados experimentalmente, análise da ductilidade, padrão de fendilhação, evolução da rigidez à flexão com a carga aplicada e estudo do tipo de rotura.

Finalmente, no Capítulo 6 apresentam-se as principais conclusões do estudo realizado, onde é efetuada uma reflexão geral dos resultados obtidos e concretização dos objetivos inicialmente propostos. Apresentam-se ainda várias sugestões para desenvolvimento de trabalhos futuros relacionados com o tema de estudo.

2. MATERIAIS

2.1. Betão Leve

Nesta secção é efetuada uma breve revisão histórica sobre a sua aplicação e importância na história, são apresentadas as principais vantagens e desvantagens da aplicação dos betões leves na construção e por fim uma descrição das propriedades físicas e mecânicas do material.

2.1.1. História do Betão Leve

As primeiras aplicações dos BEAL foram efetuadas pelos Gregos e posteriormente pelos Romanos, utilizando agregados leves naturais de origem vulcânica, como é o caso da pedrapomes e das escórias (Chandra e Berntsson, 2002), sendo utilizado como ligante pozolanas e cal misturadas com água. Exemplos da sua aplicação na pré-história é simples de encontrar, como é o caso, da Catedral de St. Sofia em Istambul, construída por dois engenheiros “Isidore of Miletus” e “Anthemius of Tralles” pela ordem do imperador “Justinian” no século 4 A.C, o Panteão de Roma datado de 120 A.C, o Coliseu de Roma, o prestigiado aqueduto *Pont du Gard*, construído em 14 A.C e para terminar nas pirâmidos do México, durante o período de Mayan entre 624 e 987 A.C (Chandra e Berntsson, 2002).

Como exemplo, o Panteão de Roma datado de 120 D.C. (Fig.2.1), com uma altura de cerca de 43m, é exemplo de uma estrutura onde este material foi utilizado para a construção de uma cúpula hemisférica com um diâmetro interno de 43 m e cinco planos de 28 caixotões, apoiada num cilindro com o mesmo diâmetro e altura. Os caixotões representam o trajeto dos cinco planetas conhecidos dos romanos. Na produção do betão foram usadas seis misturas diferentes de agregados originando betões com massas volúmicas que variam entre 1300 kg/m³ na zona do óculo no topo da cúpula, até 2200 kg/m³ junto às fundações em paredes com espessura de 5 m. Esta estrutura foi construída com um vão três vezes maior do que até então alguma estrutura tinha sido construída, sendo este diâmetro só atingido e superado, passados mais de 1500 anos, por Miguel Ângelo na Basílica de S. Pedro (Cruz, P., 2000).

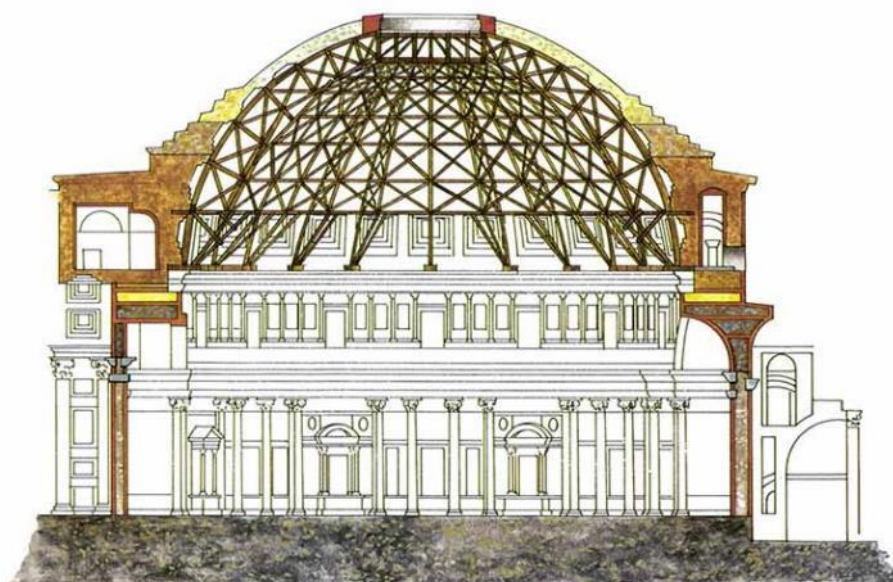


Figura 2.1 – Panteão de Roma

Em meados do século XIX com o desenvolvimento da tecnologia e indisponibilidade de agregados naturais, foram produzidos pedaços de argila porosa por evaporação rápida da água em 1880, na Alemanha. No entanto, a produção de agregados leves na Alemanha foi iniciada em 1845 por Ferdinand Nebel através da fabricação de blocos de alvenaria em pedra-pomes, com cal queimada como o ligante (Chandra e Berntsson, 2002).

No entanto, o desenvolvimento de betões estruturais leves com mistura de agregados artificiais só surgiram por volta de 1918, quando o americano S. J. Hayde produziu agregados de argila expandida e utilizou-os no fabrico de betão. Hayde desenvolveu um processo industrial para expandir argila através de um forno giratório tubular. Os agregados obtidos apresentavam menor densidade, mas o betão fabricado apresentava a mesma resistência que o betão corrente. Todavia, o comércio de argila expandida só começou 10 anos mais tarde, em 1928, nos Estados Unidos da América (Oliveira, V., 2009). Desde então, foram realizadas inúmeras construções em betão leve estrutural. Alguns desses exemplos, datados dos anos 1920 e 1930, são: o Park Plaza Hotel, em St. Louis; o South-Western Bell Telephone Building, na cidade do Kansas; a cobertura do tabuleiro da Ponte de Oakland, em Sao Francisco. Mais tarde, no ano de 1962, em Chicago, foi construída a Marina City Towers (Silva, B., 2007).

No início do século XX a utilização de betões leves teve um papel importante na construção de navios nos Estados Unidos da América. A utilização deste material está relacionado à escassez do aço no fabrico de navios, devido à Primeira Guerra Mundial. Assim, os navios construídos necessitavam apenas de 1/3 do aço utilizado para uma embarcação convencional. Desde então, este material tem sofrido diversos desenvolvimentos tecnológicos, permitindo assim, uma evolução e consequente aplicação em novos campos da engenharia estrutural. Nas últimas décadas foram construídas várias edificações de grande importância, recorrendo ao BEAL, sendo que, entre as regiões que mais utilizam este material, encontram-se a América do Norte e o Norte da Europa (Costa H., 2008). Em Portugal, o estudo e utilização de betões estruturais leves apenas se iniciou em 1970. No entanto, só no início dos anos 90 é que se começaram a produzir elementos de betão de agregados leves.

Os edifícios de grande altura são uma boa referência de estruturas onde a aplicação de BEAL tem sido feita com sucesso. Da utilização deste material resulta uma diminuição do peso próprio e, conseqüentemente, o aligeiramento dos elementos estruturais, permitindo assim a redução de esforços ao nível da estrutura e principalmente ao nível das fundações. Também, o melhor comportamento a nível de resistência ao fogo e isolamento térmico têm justificado a utilização deste material (Silva B., 2007; Costa H, 2008).

A aplicação do betão leve tem vindo a aumentar, especialmente na construção de edifícios em altura, estruturas pré-fabricadas, plataformas *offshore* e pontes de grandes dimensões; esse aumento deve-se à sua reduzida densidade, o que resulta numa vantagem significativa em termos de suporte de carga dos elementos de menor secção transversal e correspondente redução e otimização das fundações (ACI Comité 213R-87).

A título de exemplo da aplicação de betões leves em edifícios de grande altura, a Torre Picasso, em Madrid. Este edifício é constituído por 45 andares sendo foi projetado pelo arquiteto Minoru Yamasaki. Neste edifício foi utilizado um betão leve designado de Arlita F-7, com uma densidade de $0,75 \text{ g/cm}^3$, uma massa volúmica do grão de $1,38 \text{ g/cm}^3$ e cuja granulometria varia entre 3 e 8 mm.

Este material foi pré-molhado até cerca de 40 % do seu peso, para garantir a bombagem. Foram utilizados cerca de 10.000 m^3 de betão leve de classe de consistência S4, classe de densidade D2,0 e classe de resistência LC20/22, em lajes mistas com 11 cm de espessura, reduzindo o peso total do edifício em cerca de 50 MN, levando a uma notável economia do custo das fundações (Maage et al., 1998).

Na sua composição entraram os seguintes constituintes: cimento CEM I (320 kg/m^3), cinzas volantes (120 kg/m^3), areia (900 kg/m^3), Arlita (345 kg/m^3), água (190 kg/m^3 para a amassadura e 138 kg/m^3 na pré-molhagem) e agente de coesão ($0,3 \text{ kg/m}^3$).



Figura 2.2 – Torre Picasso (Madrid)

Em Inglaterra, a utilização de vigas pré-fabricadas em betão leve na construção de estádios/complexos desportivos tem sido uma realidade. A título de exemplo, no estádio St. James Park em Newcastle, foram utilizadas vigas pré-fabricadas na cobertura com um comprimento de 31,5 m e na extremidade livre das vigas, numa extensão de 23,5 m, com um betão leve do tipo LC70/77, com massa volúmica de aproximadamente 1950 kg/m³. Foi possível assim, reduzir o peso da estrutura em cerca de 22% levando assim, a uma redução do custo geral da obra (Cruz, P. 2000).



Figura 2.3 – St.James Park (Newcastle)

Os betões leves de elevado desempenho têm sido utilizados na construção de estruturas flutuantes e portuárias devido a duas situações: a pela maior flutuabilidade, devido ao seu reduzido peso e devido à maior resistência específica, isto é, o coeficiente entre o peso específico e a sua resistência (Cruz, P., Jalali, S. e Magalhães, A. 2000).

A maioria das plataformas flutuantes são produzidas em estaleiro, sendo posteriormente transportadas para o local pretendido, sendo por isso necessário reduzir o seu peso. Reconheceu-se, para estas estruturas, que seria vantajoso na sua conceção recorrer integral ou parcialmente a betões de agregados leves e simultaneamente de elevado desempenho, por estarem sujeitas a ambientes agressivos (Holm, T. A., Bremner, T. W. (1992).

A título de exemplo a plataforma Troll, na Noruega é a maior plataforma *offshore* do mundo à data de hoje, pesando cerca de 10.050.000 kN e uma altura de 472 metros, sendo que a sua construção durou 70 anos. O peso da estrutura é de 656.000 toneladas, correspondendo a um volume de 245.000m³ em betão e 100.000 toneladas de armaduras. (Cruz, P. 2000).

O betão leve utilizado na construção desta plataforma tem uma massa volúmica de 1950 kg/m³ e uma tensão característica aos 28 dias de 65 MPa.



Figura 2.4 – Plataforma *offshore* Troll

A utilização deste tipo de betões em pontes é também uma das principais áreas da sua aplicação. Tanto na Europa como na América do Norte a sua aplicação tem vindo a ganhar cada vez mais expressão em pontes de grandes dimensões, sejam estas flutuantes, atirantadas ou por avanços. Em pontes com vãos superiores a 50 m, a redução do peso próprio é da ordem dos 18 % e para vãos superiores a 100 m é de 24 % (Arlita, 2001).

A ponte Nordhordland sobre o fiorde Salhus na Noruega é um exemplo da sua aplicação, resultante da combinação de uma parte flutuante com uma outra parte atirantada, inaugurada em 1994. O comprimento total da ponte é de 1615 m, tendo a parte flutuante um desenvolvimento de 1246 m.

A zona atirantada apresenta um vão superior a 163 m e um canal para passagem de barcos de dimensões 50 x 32 m, sendo produzida com um betão da classe LC55/60, com 1899 kg/m³ de massa volúmica e a parte flutuante apresenta um desenvolvimento de 1246 m, produzida através de um betão leve de resistência à compressão de 64 MPa e 1930 kg/m³ de densidade (Fergestad, 2000). A superestrutura é suportada por 10 pilares flutuantes produzidos em betão leve cuja massa volúmica é de 1900 kg/m³ e classe de resistência LC55/60. A opção do betão leve em pontes introduz um efeito espiral na redução de custos, já que reduz as forças introduzidas no sistema e, por conseguinte, leva a poupança de material que por sua vez leva a uma maior redução de forças (Silva B., 2015).



Figura 2.5 – Ponte Nordhordland

Em Portugal, a construção com recurso a betões leves também é uma realidade. O alargamento da Ponte 25 de Abril (Lisboa) em 1999, foi utilizado BEAL nos trabalhos de reabilitação e reforço estrutural, por apresentar restrições significativas ao nível do aumento do peso próprio da estrutura (Silva, 2007) e garantir resistências aos 28 dias superiores a 50 MPa para uma massa volúmica de 1850 kg/m^3 (Marques et al., 1999).



Figura 2.6 – Ponte 25 de Abril (Lisboa)

2.1.2. Vantagens e desvantagens do Betão Leve (BL)

Este tipo de betão pode ser utilizado para fabricar qualquer elemento de betão armado ou pré-esforçado, quer seja construído localmente ou pré-fabricado. A sua aplicação é interessante em casos onde os pesos próprios superam as sobrecargas, em obras de reabilitação, ou em casos que por critérios de dimensionamento seja necessário utilizar betões com uma densidade inferior aos betões de densidade normal.

A principal vantagem da utilização de betões leves está relacionado com a sua baixa densidade relativamente aos betões de densidade normal (Costa H., 2012). Assim sendo, é possível perceber que o peso global das estruturas seja inferior quando comparamos estes dois tipos de materiais. Sendo a estrutura mais “leve”, a utilização destes betões leves leva à diminuição das fundações pois estas estão sujeitas a cargas inferiores, permitindo ainda a construção sobre solos que apresentem reduzida capacidade de carga.

A baixa massa volúmica do betão leve é, sem dúvida, uma vantagem no caso de fabrico de pré-moldados, porque os equipamentos de elevação podem manusear unidades maiores com maior facilidade (tais como vigas e enchimento de coberturas), permitindo assim uma maior rapidez de construção, ou seja, melhoria da produtividade e consequentemente menores custos de produção (Silva, B., 2007).

Do ponto de vista ambiental, é possível produzir este tipo de betões através de agregados provenientes de desperdícios industriais ou reciclagem de Resíduos de Construção e Demolição (RDC), associado ao facto da sua estrutura interna não ser densa, possibilitando que os membros estruturais desta sejam facilmente deformados e destruídos (Jorge, 2005) e permitindo, após a demolição a reciclagem e reutilização dos materiais (Mindess et. al, 2003). Importante referir que os agregados leves de argila expandida não contem nem libertam, mesmo sob ação do fogo, sílica, substâncias fibrosas ou outros materiais nocivos (Laterlite, 2007).

Relativamente ao comportamento térmico e acústico, a utilização betões estruturas de agregados leves apresenta coeficientes de condutibilidade térmica inferiores aos BDN e melhor amortecimento do som, diminuindo os custos no isolamento (Melo, 2010). Segundo, Demirbo et. al, o coeficiente de condutibilidade térmica [$W/(m.^{\circ}C)$] diminui consoante a diminuição da massa volúmica, devido a presença de maior volume de ar na sua composição originando uma maior porosidade no interior do material.

A resistência ao fogo é outro parâmetro em que os BEAL apresentam vantagens, devido à produção dos agregados leves ser efetuada através de um processo de cozedura a elevadas temperaturas, permitindo que estes apresentem uma resistência térmica elevada. Estes agregados são na sua maioria classificados como materiais incombustíveis. Vários estudos realizados com paredes de alvenaria, demonstram que os betões com agregados leves permitem um retardamento a propagação das chamas (Melo, 2000). Os agregados leves de argila expandida são praticamente indestrutíveis por ação do fogo, levando à sua utilização como matéria-prima em produtos resistentes ao fogo e também na proteção de estruturas metálicas (Laterlite, 2007).

A durabilidade é outra vantagem importante dos betões leves, visto que a matriz ligante apresenta normalmente uma porosidade inferior à da matriz dos betões de densidade normal (BDN), logo têm menor permeabilidade, oferecendo assim um melhor desempenho e menores custos de manutenção. A utilização de betões de agregados leves como betão estrutural apresenta propriedades mecânicas adequadas, sendo que as estruturas onde são utilizados requerem menor manutenção das mesmas e melhor desempenho (Silva B., 2007). De referir também, que os agregados leves de argila expandida não se deterioram ao longo do tempo, nem sob condições extremas de temperatura ou humidade. Estes agregados possuem uma alta resistência contra ácidos e solventes, mantendo as suas características inalteradas com o tempo. Também sob ação do gelo, estes agregados não sofrem fissurações, nem absorvem água (Laterlite, 2007). Segundo a *National Ready Mixed Concrete Association*, a porosidade dos agregados leves fornece uma fonte de água para a cura interna do betão, o que proporciona uma melhoria contínua da resistência do betão e durabilidade, não excluindo a necessidade de cura externa.

Segundo Costa e Lourenço (2009), as principais desvantagens dos BEAL são a maior dosagem de cimento utilizado para a mesma classe de resistência, o custo de produção do betão leve ser superior ao betão de densidade normal, a necessidade de controlo rigoroso na sua produção devido à humidade e absorção dos agregados leves, os cuidados na compactação do betão, de forma a garantir uma homogeneidade sem ocorrer segregação e muito importante a precaução na cura, de modo a evitar fissuração superficial em idades jovens.

2.1.3. Propriedades Mecânicas e Físicas

2.1.3.1. Massa volúmica

A densidade ou a baixa massa volúmica é uma das principais características dos betões leves, dependendo essencialmente do volume, absorção, teor em água e tipos de agregados leves utilizados. No entanto, o teor de cimento e adições, a sua relação a/c, índice de vazios, relação finos/grossos podem também ter influência nesta propriedade.

Segundo o EC2 e a EN 206-2, a densidade do betão leve é classificada em diferentes classes que são definidas no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Classe de Massa Volúmica do BEAL pelo EC2

Classe de massa volúmica		1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Massa volúmica (kg/m ³)		801-1000	1001-1200	1201-1400	1401-1600	1601-1800	1801-2000
Massa volúmica (kg/m ³)	Betão Simples	1050	1250	1450	1650	1850	2050
	Betão Armado	1150	1350	1550	1750	1950	2150

Para um betão com massa volúmica entre os 1001 e 1200 kg/m³ pertencente à classe D1,2, o valor de referência será de 1250 kg/m³ para betão simples e 1350 kg/m³ para betão armado. A variância entre o betão simples e armada, para qualquer uma das classes de massa volúmica é de 100 kg/m³.

2.1.3.2. Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade ou “módulo de Young” depende fundamentalmente da proporção e rigidez dos seus constituintes, mas também da sua idade, granulometria dos agregados, processos de cura utilizados e condições de ensaio, bem como a humidade no betão. Este é obtido através da inclinação da curva tensão-deformação, sob um carregamento axial de tração ou compressão. Assim, podemos afirmar que:

- Quanto maiores são o volume, a dimensão máxima e módulo de elasticidade do agregado mais grosso, maior é o módulo de elasticidade do betão fabricado;
- Quando maior for a porosidade do betão e maior for a relação A/C, menor o seu módulo de elasticidade;
- A aderência agregado-pasta exerce um papel importante no valor do módulo de elasticidade dos betões;
- O módulo de elasticidade varia diretamente com a resistência à compressão dos betões.

O Capítulo 11.3.2(1) da NP EN 1992-1-1 apresenta uma estimativa do valor médio do módulo secante do betão leve, E_{lcm} .

$$E_{lcm} = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \times \eta_E \quad (2.1)$$

Onde,

f_{cm} valor médio da tensão de rotura do betão à compressão;

η_E coeficiente de conversão para o cálculo do módulo de elasticidade do betão leve.

O coeficiente η_E é determinado de acordo com o Capítulo 11.3.2 (1) da NP EN 1992-1-1.

$$\eta_E = \left(\frac{\rho}{2200} \right)^2 \quad (2.2)$$

Segundo o Capítulo 3.1.3 (3) da NP EN 1992-1-1, a variação do módulo de elasticidade com o tempo, $E_{lcm}(t)$, pode ser estimada pela Expressão 2.5.

$$E_{lcm}(t) = (\beta_{cc}(t))^{0,3} \times E_{lcm} \quad (2.3)$$

Sendo,

$\beta_{cc}(t)$	coeficiente que depende da idade do betão t
t	idade do betão, em dias
E_{lcm}	valor médio do módulo de elasticidade do betão leve

O coeficiente $\beta_{cc}(t)$ é determinado de acordo com o Capítulo 3.1.2(6) da NP EN 1992-1-1. A evolução da resistência à compressão no tempo, está associado normalmente a um coeficiente de endurecimento $\beta_{cc}(t)$, representando a relação entre a resistência do betão à idade t e o seu valor aos 28 dias. O endurecimento do BEAL apresenta um aumento relativamente aos BDN nas idades jovens, sendo que a evolução após os 28 dias menos significativa.

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \frac{28^{1/2}}{t} \right] \right\} \quad (2.4)$$

Sendo,

s – coeficiente que depende do tipo de cimento:

- = 0,20 para cimento das classes de resistência CEM 42,5 R, CEM 52,5 N, CEM 52,5 R
- = 0,25 para cimento das classes de resistência CEM 32,5 R, CEM 42,5 N
- = 0,38 para cimento das classes de resistência CEM 32,5 N

Todavia, segundo o MC10 propõem, para os BEAL, a substituição do parâmetro s , na expressão anterior pelo parâmetro s_{lc} . O valor proposto para o parâmetro s_{lc} é de 0,05 e de 0,25 para BEAL, respetivamente com agregados leves de elevada resistência e com agregados leves de reduzida resistência. Esta substituição sugere que a resistência dos BEAL com agregados leves de elevada resistência evolui mais acentuadamente em idades jovens, comparativamente aos BDN produzidos com cimento 42,5 ou 52,5 (N ou R), e atenua depois dos 28 dias e sentido inverso, para BEAL produzidos com agregados leves de reduzida resistência (Costa H., 2012).

No entanto, considera-se que esta diferença de comportamento não é correta, atendendo a que os agregados leves mais resistentes são mais rígidos, aproximando-se mais dos agregados de densidade normal. Acresce que os agregados leves de elevada resistência são os mais eficientes na cura interna prolongada, influenciando igualmente um comportamento diferente do sugerido (Costa H., 2012).

2.1.3.3. Resistência à compressão

A resistência à compressão constitui uma das principais propriedades do betão em geral e do betão leve em particular. Este parâmetro depende essencialmente da:

- Proporção e resistência da matriz da pasta ligante;
- Tipo e resistência dos agregados leves, assim como a sua proporção na mistura;
- Interface entre a matriz ligante e os agregados leves;
- Cura do betão.

Como a rigidez dos agregados leves é bastante inferior, quando comparado com os agregados de densidade normal, sendo inferior à própria pasta ligante, existe uma maior compatibilidade elástica evitando a concentração de tensões na interface da pasta ligante com os agregados de densidade normal, habituais nos BDN (Costa, 2012).

A proximidade da rigidez entre a pasta ligante e os agregados, nos BEAL, é função da composição da matriz ligante e do tipo de agregado influenciando a distribuição de tensões no betão, quando sujeito a carregamento. A humidade dos agregados leves, associada à velocidade do fluxo através da casca da água retida nos seus poros internos para a matriz ligante na zona de transição, proporciona uma cura melhorada e, consequentemente, melhor desempenho de resistência (Costa, 2012).

Videla et al. (2002) estabeleceram uma boa correlação entre a resistência da matriz ligante e o tipo dos agregados grossos leves, usando areia de densidade normal e agregados grossos de argila expandida e de pedra-pomes, sendo o parâmetro associado ao tipo de agregado leve, que garantia melhor correlação, a sua resistência ao esmagamento conjugado com a dosagem volumétrica.

Segundo Lourenço et al. (2004) confirmaram e desenvolveram essa correlação, usando areias de densidade normal e vários tipos de agregados leves de argila expandida com diversas dosagens, usando-a na metodologia de composição para a previsão fiável da resistência do betão. Costa H., (2007) alargou o campo de aplicação desta correlação para a utilização conjunta de vários tipos de agregados leves, incluindo areia leve.

A resistência ao esmagamento dos agregados leves é um parâmetro fundamental para a previsão de resistência do BEAL, dependendo da sua tipologia e considerando que está diretamente correlacionado com a massa volúmica das suas partículas, ou seja, quanto mais baixo for a densidade pretendida para o betão, menor será a resistência que é possível atingir (Costa, H., 2008).

Como a rigidez da pasta ligante é superior aos agregados leves, a distribuição de tensões é efetuada essencialmente pela matriz ligante, sendo esta face a que condiciona a rotura. No entanto, a matriz ligante envolve os agregados leves e quando sujeitos a carregamentos, provocam tensões que podem provocar a rotura das partículas, contribuindo para a rotura da fase ligante. (Lourenço J. et. al., 2004).

Assim, podemos afirmar que a rotura do BEAL é solidarizada entre as duas fases, havendo um comportamento conjunto de rotura, quando sujeitas a um carregamento através da distribuição das tensões, sendo esta em função da rigidez relativa de ambas as fases. (Costa H., 2012)

A determinação de resistência à compressão nos BEAL é executada de forma idêntica aos BDN, de acordo com ensaios normalizados (NP EN 12390), com recurso a provetes cilíndricos e cúbicos. No entanto, a diferença dos valores da resistência à compressão entre os provetes cilíndricos e cúbicos é inferior no BEAL relativamente aos BDN, sendo esta diferença considerada na designação das várias classes de resistência definidas pelo EC2.

Enquanto nos BDN, os ensaios em provetes cúbicos é superior cerca de 20% quando comparada com os provetes cilindros, nos BEAL essa percentagem baixa até aos 10%. O valor de referência utilizado para a caracterização do betão nos vários códigos, é o da resistência à compressão em provetes cilindro, conforme Quadro 2.2.

A resistência dos BEAL à tração e ao corte dependem da rigidez e da resistência das duas fases que o constituem, a matriz ligante e os agregados leves, bem como da interface e da cura. A

caracterização da resistência à tração pode ser executada através da realização de vários tipos de ensaio, como por exemplo: o ensaio de tração direta, o ensaio de compressão diametral e o ensaio de tração por flexão.

Quadro 2.2 – Classes de Resistência dos Betões de Agregados Leves pelo EC2 e MC10

Código		Classes de Resistência													
EC2		LC 8/9	LC 12/13	LC 16/18	LC 20/22	LC 25/28	LC 30/33	LC 35/38	LC 40/44	LC 45/50	LC 50/55	LC 55/60	LC 60/66	LC 70/77	LC 80/88
MC10		LC 8	LC 12	LC 16	LC 20	LC 25	LC 30	LC 35	LC 40	LC 45	LC 50	LC 55	LC 60	LC 70	LC 80
f_{lck} (MPa)	Cilindros	8	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80
	Cubos	9	13	18	22	28	33	38	44	50	55	60	66	77	88

2.1.3.4. Resistência à tração e ao corte

Quando comparamos a resistência à tração/corte entre o BEAL e os BDN, percebemos que existe uma elevada correlação com a resistência à tração por compressão diametral. A resistência ao corte é influenciada pela rigidez da matriz ligante assim como do tipo de agregados finos, leves ou de densidade normal (Costa, 2008). É importante perceber também que a resistência ao corte e à tração está relacionada com percentagem relativas entre agregados finos e grossos, isto é, para betões com agregados leves finos e grossos a percentagem é de aproximadamente 75%, enquanto para agregados grossos leves e agregados finos de densidade normal passamos a 85% (Costa H., 2008).

A resistência à tração nos BEAL representa cerca de 5% da resistência à compressão em condições de cura em ambiente normal, isto é, sem qualquer tipo de tratamento (autoclave / imersão em água), podendo atingir os 10% em condições de cura em humidade continuada.

O EC2 estima um valor médio para a resistência à tração, f_{lctm} para betões leves de classe inferior a LC 50/55. Este valor é dado pela seguinte expressão:

$$f_{lctm} = 0,30 \times f_{lck}^{2/3} \times \eta_1 \quad (2.5)$$

Para betões leves de classe superior a LC50/55, a expressão é dado por:

$$f_{lctm} = 2,12 \times \ln\left(1 + \frac{f_{lcm}}{10}\right) \times \eta_1 \quad (2.6)$$

Sendo,

$$\eta_1 = 0,4 + 0,60\rho/2200 \quad (2.7)$$

Onde, ρ o limite superior da massa volúmica do betão no estado endurecido seco em estufa, para a classe considerada.

2.1.3.5. Retração e Fluência

A retração dos betões relaciona a variação dimensional com o tempo das peças fabricadas, desde a sua amassadura até à cura final, sem aplicação de qualquer tensão externa. A retração por diversas componentes, sendo elas a retração plástica, a retração química, a retração térmica, a retração autogénea, retração hidráulica, retração por carbonatação, sendo que as mais influentes são a retração autogénea e a retração por secagem/hidráulica.

Assim, define-se por retração, ϵ_{cs} , ou retração total, à variação dimensional provocada pela retração de secagem, ϵ_{cd} , e pela retração autogénea, ϵ_{ca} . A evolução da retração é mais acentuada nos primeiros dias, devido à reações de hidratação sendo que ao longo do tempo se vai dissipando, estabilizando após os 90 dias de idade (Holm, T. A. et al, 2000).

A retração é influenciada pelo acréscimo da dosagem dos ligantes e do calor de hidratação, pelo aumento da relação A/L, com maior dosagem de água, com o aumento do volume de ar na pasta e da permeabilidade do betão, pelo agravamento das condições termo-hidrométricas de cura, com altas temperaturas e humidades relativas baixas, pela idade reduzida no início da secagem, pela menor rigidez dos agregados e pela redução dimensional da secção transversal das peças (Neville, A.M, 1981) (Costa H., 2012).

A retração dos betões deve ser estudada de forma a controlar a fissuração transversal dos elementos construtivos, devido à restrição das armaduras, colocando em risco a resistência e durabilidade dos mesmos e pode também originar perdas excessivas de pré-esforço, alterando o comportamento estrutural, em especial na verificação da segurança dos Estados Limite de Serviço (Costa H., 2012).

O efeito da retração não será importante na análise de resultados dos ensaios experimentais da presente dissertação visto que os ensaios visam ensaiar os elementos de ensaios aos estados limites últimos a curto prazo, logo este parâmetro não será influente.

Tal como a retração, a fluência é uma propriedade diferida do betão relacionada com o comportamento viscoelástico do próprio material. Esta propriedade é caracterizada pelo aumento das deformações ao longo do tempo, submetido a carregamento constante. O aumento da fluência desenvolve-se após a aplicação da carga e tende a reduzir com o aumento da idade do betão, estabilizando antes do primeiro ano de idade. O parâmetro mais representativo desta propriedade é o coeficiente de fluência, φ_c , o qual é definido como o quociente entre a deformação de fluência, ϵ_{cr} , e a deformação elástica, ϵ_{ce} (Costa H, 2012).

$$\varphi_c = \frac{\epsilon_{cr}}{\epsilon_{ce}} \quad (2.8)$$

A fluência é influenciada pelo tipo de agregados utilizados, visto que agregados com maior módulo de elasticidade oferece maior resistência à deformação de fluência da matriz ligante hidratada. Assim, como os BEAL apresentam agregados leves com módulos de elasticidade idênticos à pasta ligante, apresentam menor oposição à deformação por fluência. (Costa H., 2012).

A matriz da pasta ligante apresenta também um papel fundamental na evolução da fluência, principalmente a sua proporção volumétrica na mistura. Contudo, a sua influência não é linear, dependendo significativamente da quantidade de cimento hidratado na matriz ligante, entre outros parâmetros (Rutledge et. al, 1966).

Sendo o módulo de elasticidade do BEAL inferior comparativamente aos BDN, devido à sua maior deformação elástica e tendo em conta que a deformação por fluência é influenciada principalmente pela matriz ligante, a deformação por fluência nos BEAL é superior à dos BDN (Neville, A.M, 1981).

2.2. Ultra High Performance Concrete - UHPC

Nesta secção é efetuada uma breve revisão histórica e principais aplicações do UHPC, seguida das principais vantagens e desvantagens da aplicação dos betões de elevada resistência reforçados com fibras e finalmente uma descrição das suas propriedades físicas e mecânicas.

2.2.1. História e Aplicações do UHPC

Na última década, o *Ultra High Performance Concrete* (UHPC) tem sido uma das principais áreas de interesse para os investigadores na engenharia civil. Embora o betão convencional seja mais económico, este apresenta uma baixa resistência à tração e à flexão. O UHPC é um betão modificado com resistências à compressão geralmente superiores a 150 MPa, melhores resistências a falhas ocorridas devido a flexão, tração e compressão, quando comparada com os BDN (Greybeal B., 2003). A seleção de matérias-primas adequadas, micro e macroestruturais, propriedades mecânicas, durabilidade, metodologia e especificações de construção e bem como o seu dimensionamento ainda não foram claramente desenvolvidas.

O conceito do UHPC tem sido discutido por vários investigadores, nos últimos anos, sendo incontestável as suas altas performance e durabilidade. As Recomendações Provisórias da Associação Francesa de Engenheiros Civis (AFGC) para Betão Reforçado com Fibra de Alto Desempenho afirmam que o UHPC apresenta as seguintes propriedades: Resistência à compressão superior a 150 MPa, reforço interno com recurso à utilização de fibra de aço de alta resistência ou fibras não metálicas para garantir um controlo da fendilhação. Os seus constituintes são cimento, adições (sílica de fumo, cinzas volantes, farinha de quartzo, filer calcário), areia fina, superplastificante, fibras, apresentando uma baixa relação água-cimento.

Hoje em dia este betão está a ser utilizado em várias partes do mundo por diferentes empresas com marcas distintas (Prabhat P., 2012).

Em meados do século XX, iniciou-se uma corrida para aumentar a resistência à compressão dos betões convencionais, uma vez que, consequentemente, também se aumentam as outras propriedades, tais como, a resistência à tração, corte e aderência. Na década de 1980, a forma de produzir betão de alta resistência tornou-se conhecida pelo uso de baixas relações água/cimento, seleção dos constituintes e aditivos redutores de água. Foi assim, que os investigadores chegaram ao conceito HSC e HPC, ou seja, Betão de Alta Resistência e Betão de Alto Desempenho, respetivamente. O termo Betão de Alta Resistência refere-se a um betão com resistência à compressão característica (f_{ck}) entre os 50 e 120 MPa, enquanto o Betão de Alto Desempenho incluiu esses HSC com propriedades de durabilidade aumentadas (Fernandes, 2011).

No entanto, quanto maior a resistência à compressão, mais frágil é a matriz do betão. Este é um efeito indesejável no mesmo, que pode ser solucionado adicionando fibras à mistura. No início dos anos 1970, o termo betão reforçado com fibras (FRC) foi usado pela primeira vez para se referir a um betão com qualquer tipo de reforço com fibras, independentemente da forma da fibra, proporção, quantidade ou material utilizado. Desde então, as investigações sobre betões reforçados com fibra continuaram as suas pesquisas, introduzindo diferentes tipos de fibras (forma, aspeto, tipo de material) e quantidades, demonstrando que o uso de fibras aumenta a resistência à tração, ductilidade, rigidez e durabilidade, assim como a resistência à fadiga e ao impacto (Martínez J., 2007).

O conceito Betão de Ultra-Elevado Desempenho (UHPC) foi usado pela primeira vez em 1994 para se referir a um material otimizado, usando uma seleção especial de partículas finas e ultrafinas que levaram a uma baixa porosidade, alta durabilidade e auto-compactabilidade. A matriz do betão otimizado permitiu um aumento na resistência à compressão do betão (acima de 120 MPa), levando ao que foi chamado de betão de ultra-elevada resistência (UHSC), e também um aumento no desempenho de durabilidade do próprio betão. Essa é a razão pela qual o termo HPC inventado na década de 1980 evoluiu para UHPC nos anos 90 (Martínez J., 2007).

A combinação das três tecnologias descritas acima levou, em 1995, ao Betão em Pó Reativo (RPC), uma mistura de partículas densas compostas por pós muito finos (cimento, areia, pó de quartzo e sílica ativa, sem agregados graúdos ou cascalho), superplastificante e com uma muito baixa relação água/ligante. A partir do século XXI, o termo RPC foi gradualmente substituído pelo UHPFRC (Betão de Ultra-Elevado Desempenho Reforçado com Fibras), preservando os termos históricos utilizados na evolução da tecnologia do betão. Como é assumido que um Betão de Ultra-Elevada Resistência requer uma quantidade mínima de fibras proporcionando certo grau de ductilidade, é mais frequente (e mais simples) usar o termo UHPC para se referir a um Betão Reforçado com Fibra de Ultra-Elevado Desempenho (Martínez J., 2007).

Na evolução dos betões houve inicialmente a preocupação de aumentar a capacidade de resistência à compressão, mas com o desenrolar do tempo, passou-se do foco no aumento da resistência à compressão para outras propriedades, para se obter uma maior durabilidade das estruturas de betão; com esta preocupação, obteve-se uma nova designação de betões, designados betões de elevado desempenho. Na figura 2.7 é demonstrado o rápido crescimento da resistência à compressão dos betões (Fernandes, 2011).

Devido às suas propriedades mecânicas e físicas, é possível reduzir seções dos elementos construtivos, diminuindo assim o peso próprio das estruturas, garantindo também uma maior durabilidade devido à sua baixa porosidade e um aumento em termos de resistência relativamente aos demais betões produzidos; no entanto, para a sua aplicação deverá ser efetuado um estudo de viabilidade económica.

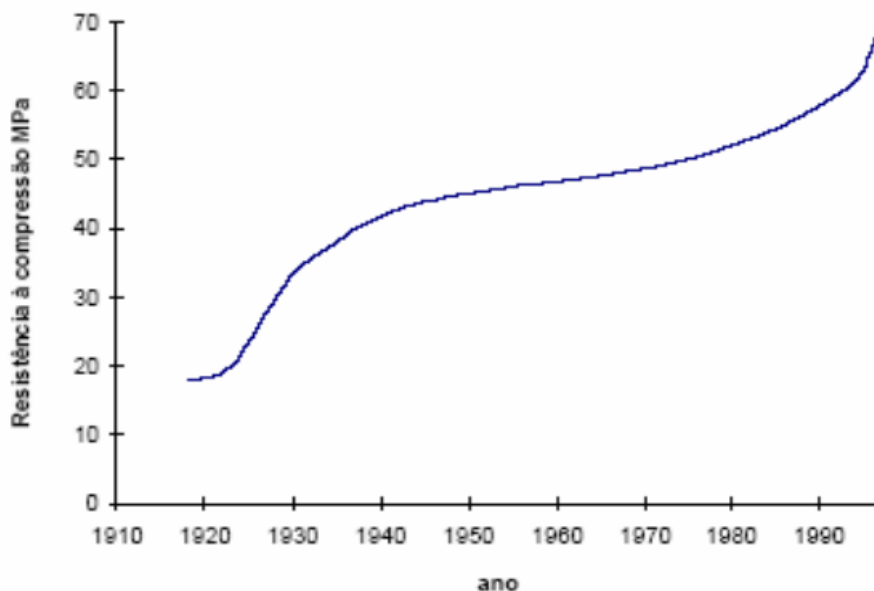


Figura 2.7 – Evolução das f_{ck} aos 28 dias (Coutinho,1998)

Na Figura 2.10 é possível verificar a diferença de consumo de materiais quando comparamos secções com igual capacidade resistente executadas em diferentes materiais.

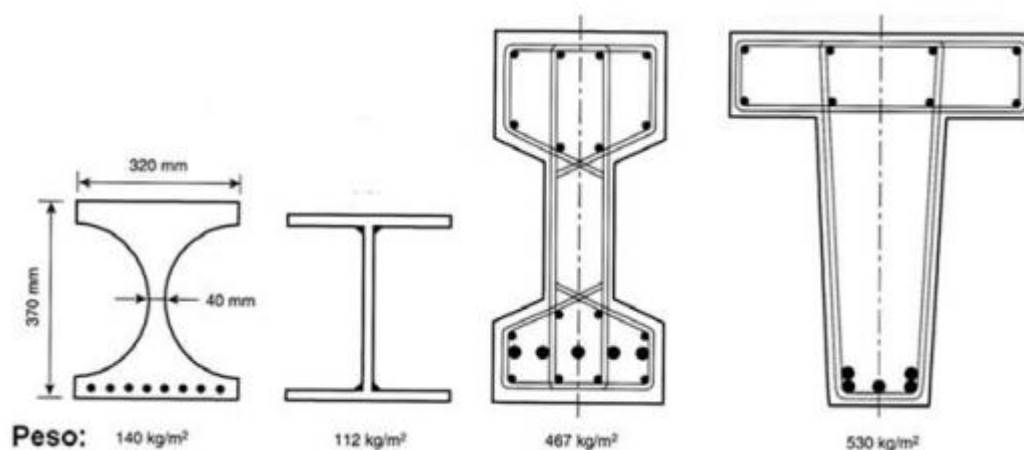


Figura 2.8 – Secções de UHPC, aço, betão pré-esforçado, betão armado (WALRAVEN, 2000)

Embora a utilização do UHPC seja relativamente recente, já é vasto o leque de utilizações quer na construção de pontes, tuneis, aeroportos, estruturas *offshore*, estradas, etc.

A aplicação de UHPC em estruturas de pontes e viadutos é onde apresenta um maior desenvolvimento. A ponte “*The FootBridge Of Peace*” na Coreia do sul apresentada na Figura 2.9 é um exemplo dessa aplicação.

A ponte atravessa o rio Han com um arco esbelto fazendo a ligação para a ilha de Sunyudo. O arco da passarela é construído inteiramente em UHPC Ductal®, sendo escolhido pelo projetista devido à sua elevada resistência, versatilidade, estética e especialmente devido à sua elevada durabilidade, tendo em conta as variações climáticas extremas de Seul.

A estrutura em UHPC Ductal requer duas a cinco vezes menos material do que o BDN de forma a obter as mesmas capacidades em termos de resistência. Além da capacidade do Ductal suportar grandes tensões, este possui elevada resistência à abrasão, ácidos e gelo/degelo, bem como uma baixa permeabilidade.

A elevada durabilidade reduz os custos de manutenção e contribui para a redução de custos ao longo da vida da estrutura. O acabamento superficial de alta qualidade pode assumir a forma de qualquer molde usado, permitindo ao projetista aproveitar os efeitos da luz e da textura.



Figura 2.9 – The Footbridge of Peace, Seoul – Coreia do Sul

Principais características do arco da ponte:

- Extensão: 120 m;
- Altura: 15 m;
- Largura da plataforma da ponte: 4,30 m;
- Profundidade da seção transversal: 1,10m;
- Peso próprio da estrutura: 220ton;
- Pré-Esforço pré-tensão: 12ton.

Outro exemplo da aplicação do UHPC Ductal é o Estádio Jean Bouin, situado no Parque dos Príncipes em Paris (França) onde foram utilizados 3.600 painéis Ductal autoportantes (Figura 2.10). A sua utilização prende-se com o seu peso reduzido, combinando com propriedades físicas e mecânicas superiores aos demais betões fabricados. Os painéis da fachada

apresentavam dimensões de 9,00 m x 2,50 m com espessura mínima de 0,11m, enquanto os painéis da cobertura têm espessuras superiores, que variam entre os 0,35 e os 0,45 m, sendo o seu comprimento de 8,00 a 9,00 m e larguras compreendidas de 2,00 a 2,50 m.

A utilização de painéis com espessuras reduzidas ajuda na dispersão direcional das fibras, permitindo que estas fluam suavemente para dentro dos moldes e resistam totalmente ao desenvolvimento de cargas, tendo orientação preferencial na matriz.

Outro requisito arquitetónico para este projeto era um sistema de cobertura impermeável e que ao mesmo tempo garantisse a luminosidade do estádio. Ao produzir os painéis da cobertura, os pedaços de vidro foram primeiro posicionados nos moldes e, em seguida, adicionado UHPC foi moldado em torno do mesmo. A impermeabilidade foi garantida com uma junta de silicone colocada ao redor do vidro.



Figura 2.10 – Jean Bouin Stadium (France): Ductal UHPC *Roof and Façade Panels*

A ampliação do aeroporto internacional de Tóquio, no Japão é um dos maiores projetos executados até à data recorrendo à utilização do UHPC (Figura 2.11). Iniciado em Julho de 2007 sendo o tráfego aéreo aberto em Outubro de 2010, a sua ampliação consistiu na construção de uma nova pista sobre o mar, utilizando para o efeito lajes em UHPC, suportadas por uma estrutura de pilares em aço.



Figura 2.11 – Haneda Airport, Tokyo, Japan

A utilização de lajes em UHPC, levou à redução do peso das mesmas aliado ao facto de permitir aumentar a durabilidade da estrutura a ataques de cloretos, devido à proximidade do mar e uma boa resistência à fadiga, devido às constantes aterragens e descolagens das aeronaves. Essa redução de peso, permitiu construir uma estrutura de suporte menos robusta, ou seja, diminuição dos custos de construção.

Para a sua construção foram pré-fabricadas cerca de 7000 lajes de dimensões $7,8 \times 3,6 \text{ m}^2$ com uma altura de 0,135m. As lajes foram pré-esforçadas verificando uma capacidade resistente de 600 kN por cada eixo das aeronaves. Em suma, a utilização de lajes em UHPC comparativamente com lajes em betão convencional pré-esforçado conduziu à redução de 64% do peso próprio.

Em Zurique na Suíça, foi utilizado o UHPC para reabilitação de pilares de uma passagem superior (Figura 2.12). A ação de sais no processo de gelo-degelo ao longo de 40 anos de utilização levou à necessidade da sua reabilitação (Brühwiler e Denarié, 2008). Para proteção do pilar foram utilizadas placas pré-fabricadas de UHPC com espessura de 40 mm, evitando assim uma possível demolição e interrupção da autoestrada. Para a sua aplicação foi demolida uma camada superficial com 100 mm do pilar contaminado com cloretos, sendo as placas com altura máxima de 4 m coladas através de resina epóxi e as juntas preenchidas com argamassa auto-compactável devidamente estudada. O UHPC apresentava uma dosagem de 1300 kg/m^3 de cimento, adicionando ainda sílica de fumo, farinha de quartzo e fibras de aço sendo a sua relação A/C de 0,155. Devido à sua baixa permeabilidade é espectável que os problemas de intrusão dos cloretos e água sejam resolvidos, aumentando a sua durabilidade (Brühwiler e Denarié, 2008).



Figura 2.12 – Pilar reabilitado na Suíça, Brühwiler e Denarié, 2008

2.2.2. Vantagens e Desvantagens do UHPC

Até à altura do aparecimento dos superplastificantes, era extremamente difícil reduzir a razão A/C para valores inferiores a 0,40 (mesmo utilizando os plastificantes). Com a sua utilização é possível hoje em dia obter uma razão A/C na ordem de 0,20. Com a obtenção desta razão, foi possível atingir um aumento da resistência à compressão do betão, e melhorar outras qualidades do material que tornaram este mais resistente à exposição ambiental, designando-se a durabilidade como uma das principais características dos betões de elevado desempenho. A sua estrutura densa, resultado da reduzida relação A/C é um dos principais fatores que permite aumentar a sua durabilidade.

Segundo (Aïtcin, 1998), o UHPC não possui água suficiente para hidratar todas as partículas de cimento, sendo que quando ocorre a primeira fissura, as partículas de cimento não hidratado reagem com a água incidente ocorrendo um processo designado de “auto-cicatrização”.

A adição de sílicas de fumo no UHPC associada à diminuição de agregados finos e por conseguinte redução da água necessária para amassadura, permite ao betão apresentar resistência nos primeiros dias muito superiores quando comparadas com os BDN, conseguindo-se obter uma resistência à compressão de 90 MPa aos 5 dias, segundo a FHWA.

A reduzida porosidade deste tipo de betão leva a maior capacidade para resistir a agentes agressivos ao betão, sejam estes agentes físicos ou químicos, internos ou externos, aumentando a sua durabilidade.

Assim, as principais vantagens da aplicação de betões de elevado desempenho são (Fernandes, 2011):

- Elevadas resistências à compressão e à tração;
- Módulo de elasticidade maior, consequentemente menores deformações;
- Reduzida permeabilidade;
- Elevada resistência à abrasão;
- Elevada resistência à carbonatação;
- Elevada resistência ao ataque dos cloretos e sulfatos;
- Elevada resistência a ciclos de gelo-degelo;
- Elevada resistência na idade inicial;
- Baixa fluência e retração;
- Elevada durabilidade e tempo de vida útil em ambientes severos (polares, marítimos);
- Facilidade de colocação em obra.

Relativamente às desvantagens, o principal oponente a este tipo de betões está relacionado com o preço inicial, que é bastante superior quando comparado com outro tipo de betão, devido à necessidade de utilização de maior quantidade de cimento, adições e fibras. O processo de cura deste tipo de betões carece de especial atenção, sendo por isso uma dificuldade para fabrico *in-situ* em quantidades consideráveis. Assim, a pré-fabricação deverá ser a via mais correta para a

sua produção, onde pode ser produzido em ambiente controlado e maior rigor na sua execução (Fernandes, 2011).

2.2.3. Propriedades do UHPC

O UHPC – *Ultra High Performance Concrete*, é um betão com matriz ultra densa, apresentando propriedades físicas e mecânicas de elevado desempenho quando comparado com qualquer tipo de betão. No que diz respeito à resistência à compressão os valores ultrapassam os 150 MPa, sendo a resistência à tração superior aos 20 MPa, superior à percentagem usual de 10% para BDN relativamente à resistência a compressão. A sua baixa permeabilidade a água e gases associado à adição de fibras metálicas, aumentam a durabilidade deste tipo de betões. Tal como a formulação de outros betões, as resistências dependem essencialmente da composição da matriz, das condições de cura que são fundamentais para as reações de hidratação e, neste caso, o tipo e quantidade de fibras utilizadas.

2.2.3.1. Massa volúmica

Tal como já referido na secção 2.1.3.1, a densidade depende essencialmente do volume, da absorção, do teor em água e dos tipos de agregados utilizados na produção do UHPC. No entanto, o teor de cimento e adições, a sua relação a/c, e o seu índice de vazios, também influenciam esta propriedade. Graybeal et. al (2006) efetuaram ensaios de caracterização do UHPC, tendo concluído que a massa volúmica do UHPC varia entre os 2400 e os 2550 kg/m³.

2.2.3.2. Módulo de elasticidade

Conforme demonstrado na secção 2.1.3.2, o módulo de elasticidade depende da proporção e rigidez dos seus constituintes, idade e granulometria, condições de ensaio e humidade do próprio betão. No entanto, no caso do UHPC há um parâmetro que ganha ênfase, o processo de cura utilizado na sua fabricação.

A curva tensão-deformação do UHPC demonstra que existe uma regressão linear elástica até 80-90% da tensão máxima (Graybeal, 2007; Cheyrezy, 1999). A adição de fibras no UHPC não influencia significativamente seu módulo de elasticidade. Para uma adição de 2% de fibras de aço, apenas se verificou um aumento de 7% do módulo de elasticidade comparativamente ao UHPC sem fibras (Bonneau et al. 1996). Além disso, o módulo de elasticidade da UHPC varia em função do tratamento térmico (Graybeal, 2006; Graybeal, 2007; Richard e Cheyrezy, 1994). Segundo Richard e Chetrezv (1994), o módulo de elasticidade aumentou de 57 para 70 GPa quando os provetes foram submetidos a uma alta temperatura de 250°C.

Existem vários modelos de diversos autores que relacionam o módulo de elasticidade com a resistência à compressão do UHPC, conforme indicado no Quadro 2.3.

Quadro 2.3 – Relação entre o Módulo de Elasticidade e Resistência à Compressão

Autores	Modelos
ACI 363R-92 (HPC) (1997)	$E=3300 \cdot \sqrt{f_c} + 6.9$
Ma and Schneider (2002)	$E=16,364 \cdot \ln(f_c) - 34,828$
Sritharan et al. (2003)	$E=4150 \cdot \sqrt{f_c}$
Ma et al. (2004)	$E=19000 \cdot \sqrt[3]{f_c/10}$
Graybeal (2007)	$E=3840 \cdot \sqrt{f_c}$

Graybeal (2007) mediu o módulo de elasticidade em compressão de acordo com ASTM C469 entre o 1º e o 56º dia em cilindros curados de diferentes modos. Os valores reportados foram principalmente o valor médio de seis cilindros. Após a cura a vapor, os valores medidos foram de cerca de 50 GPa. Os cilindros curados sob condições de laboratório padrão tinham valores de módulo de elasticidade de cerca de 42,7 GPa aos 28 dias. Em termos de resistência à compressão, módulo de elasticidade e da tensão no pico de carga, o UHPC mostrou pouca alteração após a conclusão da cura a vapor. Os provetes curados em condições de laboratório continuaram a ganhar resistência por pelo menos 8 semanas após a betonagem, mas o aumento no módulo de elasticidade e a diminuição na deformação no pico da carga param em cerca de 1 mês.

O módulo de elasticidade também foi medido em testes de tensão direta. Os valores médios medidos foram de 51,9 GPa para amostras tratadas com vapor e 47,6 GPa para amostras não tratadas, ou seja, em condições de laboratório. Estes valores foram ligeiramente superiores aos medidos em compressão.

2.2.3.3. Resistência à compressão

A resistência à compressão do UHPC é o principal critério de avaliação e definição do desempenho do betão. Um betão corrente pode resistir até 60% do seu valor característico sem fendilhar. A partir deste nível de carga, podem verificar-se micro fissuras em áreas isoladas, e posteriormente aparecem normalmente na interface da matriz ligante e dos agregados (Spasojevic A, 2008).

A resistência à compressão do UHPC é fortemente influenciada pela caracterização da sua matriz de ligante e agregados, sofrendo no entanto pouca influência pela adição contínua de fibras. Segundo Orgass Marko (2004), a resistência à compressão, não é influenciada, pela adição de fibras superiores a 2%. A utilização de métodos de termo-cura no UHPC beneficiam o desenvolvimento de elevadas resistências, baixa retração e alta durabilidade (Almeida, 2015).

Segundo vários estudos, o tipo e tamanho dos provetes têm uma influência significativa na resistência à compressão do UHPC. Skazlic et al. (2008) observaram um aumento de 21% na resistência à compressão do cilindro para um tamanho (DxH) de 70x140 mm em comparação

com 100×200 mm. Este fenómeno ocorre provavelmente devido à maior probabilidade de encontrar falhas em provetes maiores (Graybeal 2006; Ahlborn et al. 2008). Além disso, observou-se que os provetes com a forma geométrica de um cubo apresentaram maior resistência em comparação com os cilíndricos devido ao conhecido efeito de confinamento das placas da máquina de teste (Kazemi e Lubell 2012; Graybeal e Davis 2008).

No Quadro 2.4 são expostos os fatores de conversão propostos para vários tipos e tamanhos de amostras UHPC, de acordo com os diversos autores.

Quadro 2.4 – Fator de Conversão para Resistência à Compressão

Referências	Tipo de Provetes e Tamanho	Fator de Conversão
Skazlic et al. (2008)	Cilindro (70×140 / 100×200)	1,05–1,15
	Cilindro (150×300 / 100×200)	0,85–0,95
Graybeal and Davis (2008)	Cilindro 76 / Cubo 100	1,00
	Cilindro 76 / Cubo 71	0,94
	Cilindro 76 / Cubo 51	0,96
	Cilindro 76 / Cilindro 102	1,01
Kazemi and Lubell (2012)	Cubo (50/100)	1,09
	Cubo 50 / Cilindro 100	1,14
	Cubo 50 / Cilindro 50	1,09

A taxa de hidratação nas misturas de UHPC pode ser aumentada através de tratamento térmico adequado. A aplicação do tratamento térmico promove reações pozolânicas, levando à formação de hidratos adicionais de silicato de cálcio (CSH) (Heinz e Ludwig, 2004; Muller et al., 2008). Essas fases de CSH preenchem pequenos poros, levando a uma microestrutura mais densa e consequentemente propriedades mecânicas mais elevadas (Graybeal 2006; Muller et al. 2008; Collepardi et al. 1997; Cwirzen 2007; Lee e Chisholm 2005). A taxa de reações de hidratação do cimento aumenta com a maior temperatura de tratamento térmico.

Por exemplo, a formação de produtos de hidratação aumentou de 10% para 55% às 8 h quando a temperatura foi aumentada de 90 para 250°C (Zanni et al. 1996). Geralmente, o tratamento térmico normalmente aplicado para amostras UHPC é de 90 a 400 ° C por 2 a 6 dias (Graybeal 2006; Heinz e Ludwig 2004; Richard e Cheyrezzy 1994; Teichmann e Schmidt 2004). Observou-se um aumento médio de 40% na resistência à compressão para o tratamento térmico a 90 ° C em comparação com provetes não tratados (Soutsos et al. 2005; Xing et al. 2006; Bonneau et al. 1997). O tempo de início do tratamento térmico teve um efeito insignificante na resistência à compressão do UHPC (Ahlborn et al. 2008).

Por exemplo, em relação a provetes de UHPC curados termicamente durante 2 dias após a descofragem, os provetes com tratamento térmico após 10 dias da descofragem desenvolveram uma resistência à compressão superior em apenas 4% (Ahlborn et al. 2008). Isso permite pré-fabricar vários elementos em diferentes idades, sem desvio significativo do desempenho, levando à economia na sua fabricação, otimizando os meios.

Além disso, a aplicação de uma pressão confinante contribui para o aumento da compactação e da microestrutura mais densa, levando a maiores propriedades de resistência e durabilidade. Isso pode ser atribuído à remoção de vazios de ar aprisionados e água livre (Richard e Cheyrezy, 1995; Cwirzen et al., 2008).

Quadro 2.5 – Efeito da aplicação de pressão na resistência à compressão UHPC

Referências	Temperatura (°C)	Pressão Aplicada (MPa)	Resistência à Compressão (MPa)
Roy et al. (1972)	250	50	510
Richard and Cheyrezy (1995)	400	50	800
Roux et al. (1996)	20	60	230
Shaheen and Shrive (2006)	300	26	280

Foi observado que a adição de fibras de aço altera o modo de rotura dos provetes de UHPC de um comportamento frágil, onde ocorre uma explosão súbita para um comportamento dúctil onde os provetes podem parecer permanecer intactos, sem destacamento de material (El-Dieb 2009).

Vários pesquisadores (Reda et al. 1999; Schmidt et al. 2003) relataram que a resistência à compressão do UHPC não foi influenciada pela adição de percentagens elevadas de fibras de aço. O aumento da concentração de fibras de aço pode criar agregação de fibras, levando à criação pontos fracos, que podem reduzir a eficiência das fibras, diminuindo a resistência à compressão. A resistência à compressão aumenta de forma pouco significativo com a adição de fibras mas pode significativo se for aplicado um tratamento térmico adequado (Soutsos et al. 2005; Jun et al. 2008; Bonneau et al. 1997; Herold e Muller 2004). Isso depende principalmente do tipo de fibras e sua dosagem (Soutsos et al. 2005; Bonneau et al. 1997; Herold e Muller 2004). Por exemplo, um aumento de aproximadamente 30% na resistência à compressão foi observado com a adição de 2,5% de mistura de fibras de aço quando as amostras foram submetidas a tratamento térmico (Soutsos et al. 2005; Graybeal 2006; Lee e Chisholm 2005; Bonneau et al. 1997). Esse aumento na resistência à compressão do UHPC foi atribuído à maior tolerância das tensões laterais devido à adição de fibras de aço (Kazemi e Lubell 2012; Hassan et al. 2012; Orgass e Klug 2004; Magureanu et al. 2012). Além disso, foi relatado que a adição de fibras resultou em menos ar retido, levando a uma densidade melhorada e, portanto, maior resistência à compressão (Abbas et al. 2015).

Devido à sua alta resistência à compressão, é necessário mais tempo para a rotura das amostras de UHPC com baixa taxa de carregamento. Por exemplo, um cilindro UHPC de 150×300 mm atingiu a sua rotura após 13 min para uma taxa de carregamento de 0,24 MPa/s. Logo, uma taxa de carregamento mais alta de até 1.0 MPa/s pode ser aplicada sem afetar significativamente as propriedades de resistência do UHPC, a fim de reduzir o tempo de ensaio até à rotura (Kazemi e Lubell 2012; Graybeal et al. 2003). De acordo com as diretrizes do AFGC-SETRA (2002), para uma taxa de carregamento entre 0,24 e 1,7 MPa/s a resistência à compressão do UHPC é afetada em menos de 4%.

Graybeal et. al (2006) também indicou que as taxas de carregamento entre os 0,24 e 1,7 MPa/s não tiveram efeito perceptível na resistência à compressão, no módulo de elasticidade e no coeficiente de Poisson. No Quadro 2.6 apresentam-se, os valores de resistência à compressão e módulo de elasticidade, onde é possível perceber a influência da cura deste tipo de betões.

Quadro 2.6 – Resultados da Resistência à compressão e Modulo de Elasticidade (Graybeal,2006)

Tipo de Cura	Resistência à compressão aos 28dias (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)
Cura a Vapor	193,00	52,70
Condições de Laboratório	126,00	42,70
Cura a Vapor Temperado	171,00	51,00
Cura a Vapor Atrasado	171,00	50,30

2.2.3.4. Resistência à tração e ao corte

A resistência à tração do UHPC é superior aos betões convencionais, sendo que o UHPC apresenta uma resistência sustentada à tração após a primeira fissura. Os ensaios de resistência à tração em provetes de UHPC mostram que ocorre um pico de resistência após a primeira fissura, sendo um ponto a favor no dimensionamento dos estados limites últimos.

Uma das principais vantagens da utilização do UHPC está relacionada com o seu comportamento à tração. O diagrama tensão-extensão deste material começa com um ramo linear ascendente acentuado até ocorrer a primeira fissura, seguido de uma fase de endurecimento em que a tensão continua a aumentar e, após ser atingido o pico de tensão, o diagrama termina com um ramo descendente, isto é, existe uma combinação ótima de rigidez e resistência à tração e elevada ductilidade. Nas fases iniciais do carregamento, nas zonas mais frágeis do material, geralmente, na interface pasta ligante - agregado, surgem as primeiras microfissuras. Para este tipo de fissuração as fibras desempenham um papel importante, pois são capazes de criar um efeito de ponte, costurando as microfissuras e contribuindo assim para o aumento da resistência à tração. À medida que o carregamento vai aumentando, as

microfissuras crescem e unem-se, formando microfissuras. Nesta fase as fibras serão cada vez menos eficientes, uma vez que o contínuo aumento da largura da fenda vai gradualmente provocar o arrancamento das fibras ou provocar a sua rotura (Ribeiro, F. et al, 2012),

Assim, poderá haver vantagens em combinar fibras de diferentes tamanhos que serão mais eficientes em diferentes fases do comportamento. O tipo, a quantidade e a orientação das fibras, que pode ser afetada pelo próprio processo de betonagem e pela dimensão dos moldes, condiciona o comportamento à tração do UHPC (Shi, C.; Mo, Y. ,2008).

O Graybeal et al. propuseram a resposta ideal de tensão-deformação de tração, pré e pós fendilhação de betões reforçados com fibra de aço, como o UHPC, ilustrada na Figura 2.13. Esta resposta é baseada em testes de tensão direta de dois UHPCs com múltiplos conteúdos de fibra.

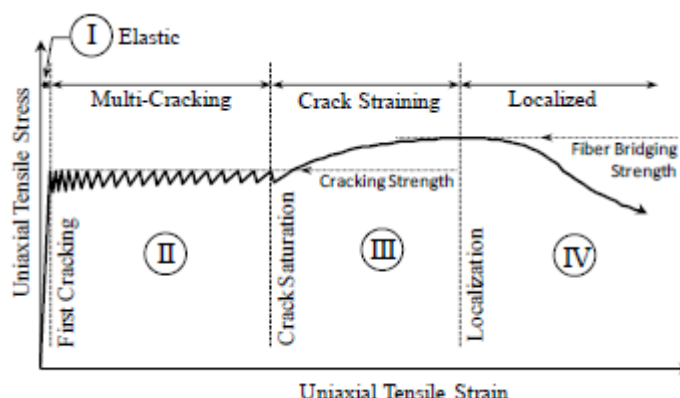


Figura 2.13 – Diagrama tensão-extensão (Graybeal et. al, 2013)

2.2.3.5. Retração e Fluência

Segundo Acker (2004), a fluência e a retração são comportamentos intimamente relacionados que geralmente não podem ser separados e estudados separadamente. Este indica que a componente da retração é causada principalmente pela desidratação do aglomerante de betão, resultando na rotura da estrutura de silicato de cálcio (CSH). Como o UHPC contém uma proporção muito baixa de materiais à base de água relativamente ao cimento, a maturidade do betão desenvolve-se essencialmente entre a betonagem e a conclusão do tratamento a vapor, tendo assim o UHPC retração muito reduzida pós-tratamento.

De acordo com estudos, a retração por secagem/hidráulica e autógena são as principais responsáveis pela retração total dos elementos estruturais. No entanto, a retração no UHPC quando comparada com BDN não tem expressão significativa, embora a sua amplitude dependa dos constituintes e da cura aplicada.

A retração por secagem está diretamente relacionada com a perda de humidade no UHPC, sendo que a retração autógena é causado pela diminuição do volume à medida os materiais comêncios se hidratam.

Segundo ensaios laboratoriais efetuados por Graybeal et. al. (2013) durante o período inicial de hidratação, o pico de retração foi de 64 $\mu\text{m}/\text{h}$. Nas primeiras 24 horas a retração foi de 400 $\mu\text{m}/\text{m}$, em provetes não tratados, ou seja, em condições de laboratório. No entanto, em provetes curados a vapor, o retração foi praticamente nula.

Burkhart e Müller (2008) também realizaram ensaios entre as 24 e as 48 horas após a betonagem, não ocorrendo diferença entre os provetes, sendo a maior parte da retração provocada pelas reações de hidratação e não pela perda de humidade. Os valores obtidos para a retração autógena foi de 300 $\mu\text{m}/\text{m}$ após 200 dias de medições.

Fehling et al. (2008) registaram uma retração total de 700 e 900 $\mu\text{m}/\text{m}$ aos 7 e 28 dias, respetivamente, para provetes selados. Para amostras submetidas a tratamento térmico, a retração subsequente foi insignificante. Francisco et al. (2009) relataram retração autógena de cerca de 270 $\mu\text{m}/\text{m}$ e retração de secagem de cerca de 100 $\mu\text{m}/\text{m}$ aos 350 dias, em cilindros com diâmetro de 70 mm curados a 50°C.

Ma et al. (2004) mostraram que a retração autógena poderia ser reduzida consideravelmente incluindo um agregado grosso de basalto com um tamanho de agregado variando de 2 a 5 mm. O agregado grosso teve um efeito relativamente pequeno nas propriedades do betão fresco, resistência à compressão e módulo de elasticidade. A redução significativa da contração autógena precoce foi obtida pela substituição da sílica ativa por metacaulino em amostras curadas a 20°C. (Staquet, S. and Espion, B., 2004). Para um UHPC curado a 42°C, a retração total medida para um mistura contendo metacaulino foi insignificante em comparação com misturas com cinzas volantes (Ocel, J. and Graybeal, B, 2007),

Para compensar a magnitude da retração autógena, Suzuki et al. e Kim et al. (2005 e 2012) investigaram o uso de um aditivo expansivo e um aditivo redutor de retração. Suzuki et al. relataram que a retração autogenia registada de 700 $\mu\text{m}/\text{m}$ seria praticamente eliminada com o uso desses materiais. Kim et al. (2006) comprovou que a retração total em 90 dias foi reduzida de 800 para 400 $\mu\text{m}/\text{m}$.

Conforme definido na secção 2.1.3.5, a fluência designa-se pela deformação ocorrida num determinado espaço de tempo sob a ação de uma carga constante. Esta propriedade tem duas componentes: a fluência base, caracterizada em elementos selados e a fluência de secagem, caracterizada em elementos expostos.

A fluência do UHPC foi estudada por numerosos grupos de pesquisa (Graybeal, 2006; Garas, Kurtis, e Kahn 2012; Victor Y. Garas, Kahn e Kurtis 2009; Burkart e Muller, 2008; Koh et al., 2011; Staquet e Espion, 2004; Acker, 2004; Flietstra, 2011). Em geral, sugere-se que o UHPC apresentará menor deformação por fluência do que o BDN, devido principalmente ao maior módulo de elasticidade. Alguns destes autores também reconhecem que o desempenho de fluência pode mudar se o material for curado em diferentes condições, como por exemplo, cura a vapor.

Graybeal e Davis (2008) propuseram um diagrama que define o fenómeno de fluência do UHPC. O diagrama foi obtido através de provetes cilíndricos com diâmetro de 150mm e altura de 300 mm sujeitos a compressão e provetes prismáticos com dimensões de 60x30x300mm

sujeitos à flexão. Os resultados demonstraram que a fluência obtida por compressão é igual à fluência obtida por flexão, conforme Figura 2.14. (Almeida, 2015).

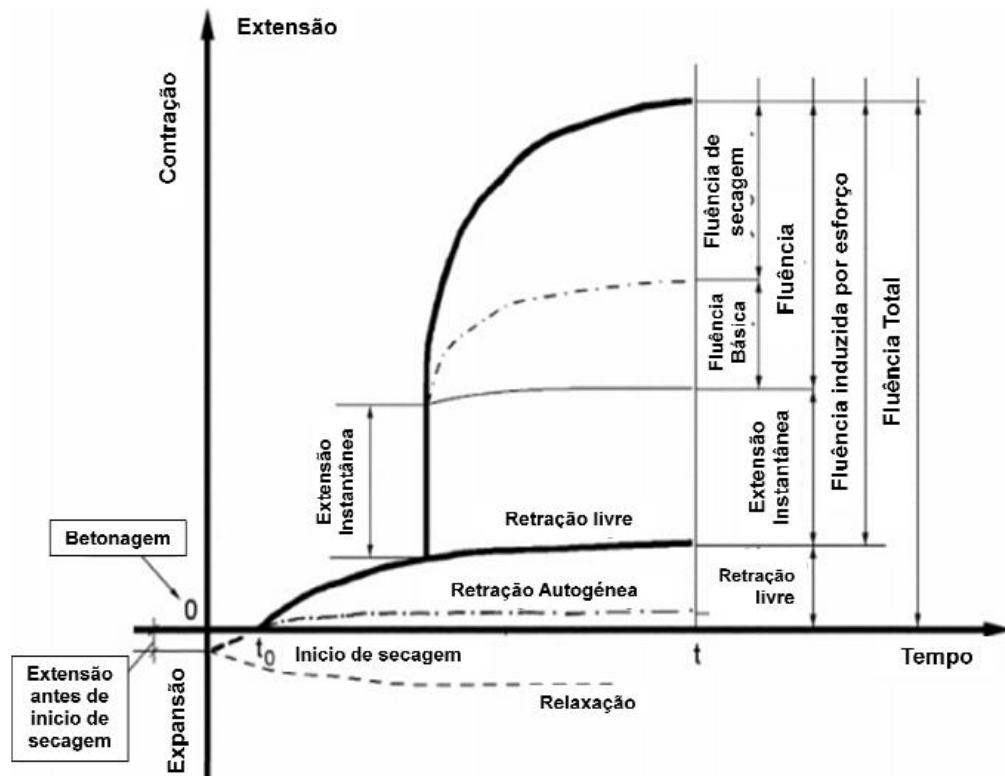


Figura 2.14 – Fenómeno de Fluência no UHPC segundo Graybeal e Davis (Almeida, 2015)

3. COMPORTAMENTOS RELEVANTES NO ESTUDO DAS VIGAS COMPÓSITAS

3.1. Interface betão-betão

A utilização do UHPC, quer como reforço estrutural de estruturas existentes quer na pré-fabricação de estruturas, permite não só aumentar a resistência do elemento reforçado, bem como aumentar a durabilidade da estrutura com o uso de uma camada de recobrimento de elevada qualidade. No entanto, é preciso perceber que na pré-fabricação, estes elementos são produzidos em condições ideais de cura, o que já não acontece no caso do reforço de estruturas existentes, ou seja, na reabilitação. Assim sendo, a resistência das interfaces entre betões de diferentes idades é um parâmetro fundamental no comportamento monolítico de estruturas em betão, quer na reabilitação de estruturas existentes com aplicação de nova camada em betão para reforço da estrutura, quer em elementos cujos betões são betonados em diferentes idades. A utilização do BEAL como betão do substrato e o UHPC como betão adicionado, apresenta uma solução apelativa, permitindo reduzir o peso próprio da estrutura, ao mesmo tempo que aumenta a resistência à compressão e flexão da mesma.

Destas aplicações resultam elementos estruturais compósitos, constituídos por partes em BEAL e em UHPC, betonadas com diferentes idades. Além das propriedades do UHPC e do BEAL, que constituem estas soluções mistas, é essencial conhecer o comportamento da interface entre ambos, uma vez que desta depende o seu comportamento monolítico.

Assim, a resistência de ligação/interface entre o betão de substrato e o betão adicionado, ou seja, betões com diferentes idades, é afetada pelos seguintes parâmetros (Costa, 2012):

- Rugosidade da superfície do substrato;
- Método utilizado na sua preparação;
- Humidade do substrato;
- Características do betão adicionado e do betão do substrato;
- Condições de temperatura e humidade relativa do ambiente em que se dá a cura do betão adicionado (retração diferencial);
- Características da armadura de ligação, caso exista;
- Características do agente ligante, caso exista;

Nos últimos anos, foram propostas várias expressões de cálculo da resistência de corte longitudinal da interface entre betões de diferentes idades, baseadas principalmente na teoria do corte-atrito (Figura 3.1).

Santos (2009) efetuou a revisão do trabalho de vários investigadores nesta área e identificou as contribuições mais relevantes para a quantificação da resistência ao corte da interface entre betões, ν , sendo as expressões propostas consideravelmente diferentes e dependem de vários parâmetros. A evolução e amplitude das expressões apresentam, por vezes, diferenças muito significativas.

A contribuição da armadura de ligação da interface só é solicitada após a rotura desta por coesão (Santos, 2009), mobilizando as parcelas de atrito e a parcela da armadura por efeito de ferrolho (Sturm, 2000).

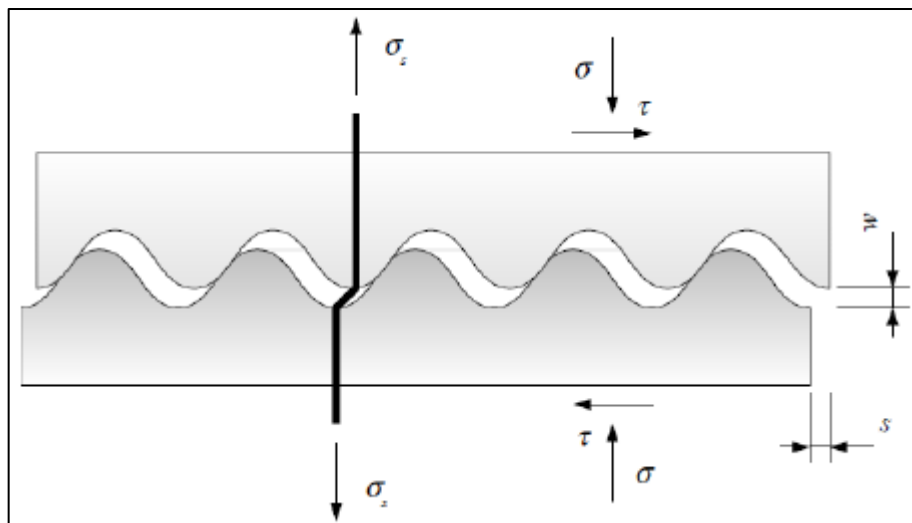


Figura 3.1 – Modelo “dentes de serra” utilizado na teoria do corte-atrito

As expressões preconizadas no EC2 e pelo MC10 para determinação do valor da resistência ao corte longitudinal da interface entre betões de diferentes idades, são constituídas por três parcelas e baseiam-se na teoria do corte-atrito, sendo função de quatro parâmetros:

- Betão de resistência inferior;
- Tensão normal à interface;
- Armadura da interface;
- Rugosidade da superfície do substrato;

$$v_u = c \cdot f_{ct} + \mu \cdot \sigma_n + \rho_s \cdot f_{sy} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \quad (3.1)$$

Sendo que $v_u \leq 0,5 \cdot v \cdot f_c$

Além das propriedades resistentes dos materiais descritas anteriormente, o valor da resistência ao corte longitudinal depende também dos coeficientes de rugosidade, coesão e atrito, apresentados no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Coeficientes de coesão e atrito, propostos pelo EC2 e MC10

Tipo de Substrato	EC2		MC10	
	c	μ	c	μ
Muito liso	0,025 – 0,10	0,50	0,025-0,10	0,50
Liso	0,20	0,60	0,35	0,60
Rugoso	0,40	0,70	0,45	0,70
Muito rugoso	0,50	0,90	0,50	0,90

O ACI propõe que a resistência ao corte longitudinal depende de uma única parcela, desprezando a resistência por coesão e a influência da tensão normal da interface no atrito. Assim, o coeficiente de atrito nos BEAL depende, da rugosidade da interface e do coeficiente λ , que varia entre 0,75 a 0,85, dependendo da utilização de areias leves e normais ou areia normais (Quadro 3.2).

$$v_u = \rho \cdot f_{sy} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha)$$

Quadro 3.2 – Coeficientes de atrito propostos pelo ACI

Tipo de Substrato	μ
Betão colocado contra substrato de betão não rugoso	0,60 λ
Betão colocado contra substrato de betão intencionalmente rugoso	1,00 λ
Betão colocado monoliticamente	1,40 λ

A avaliação da rugosidade da superfície do substrato é principalmente qualitativa, baseando-se na inspeção visual da superfície, dependendo essencialmente do critério do observador, pelo que não é muito rigorosa. A classificação geral da superfície é dividida em quatro classes:

- Muito liso;
- Lisa;
- Rugosa;
- Indentada ou muito rugosa.

Segundo Santos (2010), é possível estabelecer uma classificação quantitativa, da rugosidade do substrato, através de parâmetros específicos, nomeadamente:

- Altura máxima do pico (R_p);
- Altura média do pico (R_{pm});
- Profundidade máxima do vale (R_v);
- Profundidade média do vale (R_{vm});
- Rugosidade média (R_a).

A avaliação da resistência da interface em elementos compósitos de betão pode ser realizada através de diversos ensaios, destacando-se o ensaio de corte inclinado, conhecido por *Slant Shear Test* (SST), utilizado na presente dissertação. O SST foi inicialmente proposto como um provete cilíndrico com o objetivo de avaliar a resistência ao corte de resinas epóxicas (Kriegh, 1976). A Figura 3.2, representa a realização do ensaio de corte inclinado (SST).



Figura 3.2 – Ensaio de corte inclinado (Costa et. al., 2011)

A escolha deste ensaio para caracterização da resistência da interface foi devido ao facto deste ser sensível à preparação da superfície da interface, ou seja, a rugosidade e a interface estar sujeita a tensões de corte e compressão. A principal desvantagem deste ensaio está relacionado com o facto de serem frequentemente obtidos dois tipos de rotura distintos: adesiva, ou seja, descolamento pela interface e coesiva, por esmagamento do betão mais fraco. No caso de rotura coesiva apenas é obtido um limite inferior da resistência ao corte da interface betão-betão, dado que nesta situação a rotura é controlada pela resistência à compressão do betão mais fraco e não pelas características da interface (Saldanha et al., 2012).

O ângulo da interface, isto é, a relação entre as tensões normal e de tensões de corte, influencia a carga aplicável e o modo de rotura obtido, pelo que os autores sugerem que se ensaiem vários ângulos para se obter uma envolvente de rotura (Austin, 1999).

Adotar o critério de rotura de Mohr-Coulomb para seleccionar um ângulo crítico que garantir que ocorrem roturas adesivas não é possível, segundo Clímaco e Regan (2001), isto porque quando o ângulo é ajustado também ocorrem roturas coesivas. Assim, podemos concluir que o ângulo da interface com a horizontal apresenta um papel importante no seu modo de rotura, não sendo possível obter roturas adesivas apenas ajustando o ângulo.

Júlio et al. (2006) avaliaram a influência da rigidez diferencial entre betões no comportamento de interfaces betão-betão usando o SST, utilizando o mesmo betão do substrato, com uma resistência à compressão de 30 MPa, alterando a resistência à compressão do betão adicionado, em 30, 50 e 100 MPa, sendo a superfície da interface de ligação efetuada com recurso a jato de areia de forma a aumentar a rugosidade da mesma. Segundo os autores, para betões com a mesma resistência à compressão, neste caso 30 MPa, a rotura foi adesiva, no entanto para o betão adicionado de 50 MPa e 100 MPa a rotura foi coesiva. Assim, concluíram que a rigidez diferencial e a resistência do betão adicionado influenciam o tipo de rotura.

O número de roturas coesivas aumenta quanto maior for a rugosidade e a rigidez diferencial, dependendo da idade e condições de cura do betão do substrato e do betão adicionado (Santos e Júlio, 2011). Assim, confirma-se que o aumento da retração diferencial pode ser benéfico, obtendo-se valores mais elevados da tensão de rotura, influenciando também o tipo de rotura.

Assim, podemos sintetizar que o tipo de rotura no *Slant Shear Test* é influenciado pelo ângulo da interface, rugosidade da interface, rigidez diferencial e retração diferencial.

3.2. Comportamento à flexão

Considerou-se importante apresentar uma descrição sobre o comportamento à flexão em vigas de betão armado e os seus modelos de rotura. Assim, importa referir que a flexão está diretamente relacionado com a existência de momento fletor num dado elemento de qualquer estrutura, neste caso de betão armado, provocado pelas ações externas. O momento fletor gerado por forças aplicadas transversalmente ao eixo longitudinal do elemento construtivo, produz esforços que proporcionam a curvatura do eixo longitudinal, provocando tensões normais de tração e compressão. Na verdade, os elementos de betão armado são heterogêneos, uma vez que são constituídos por betão e armadura. Deste modo, a análise é ligeiramente diferente relativamente a elementos de um só material (Nilson et al., 2010).

Há alguns anos, a rotura dos elementos de betão armado era considerada somente na ocorrência da rotura do betão, independentemente da cedência ou não do aço inserido na peça (FUSCO, 1981). Mais tarde, foi verificado que a deformação excessiva do aço provoca fissuras no betão, originando a corrosão das armaduras pela exposição dessas às ações atmosféricas. A rotura por flexão de uma viga de betão armado ocorre quando, pelo menos, um dos materiais, aço ou betão, atinge seu limite de deformação, conforme os valores utilizados nas normas de estruturas de betão e literatura técnica. Segundo Pinheiro et al. (2004), a primeira situação é denominada de rotura por deformação plástica excessiva do aço, e a segunda por rotura do betão.

As vigas de betão armado são elementos estruturais dimensionados para resistir essencialmente à flexão, sendo a sua rotura determinada pela resistência do próprio betão à compressão e da armadura à tração.

Assim, neste tipo de elementos construtivos, a rotura por flexão ocorre quando um dos materiais, ou betão ou o aço, atinge o seu limite de deformação (Barros, 2009), isto é, quando o dimensionamento do betão utilizado não apresenta a resistência à compressão suficiente para os esforços solicitados ou por outro lado, a armadura não é suficiente para as tensões de tração instalados no elemento construtivo.

3.2.1. Deformação Plástica Excessiva do Aço

A deformação plástica excessiva do aço, ocorre quando as tensões de tração atuantes num dado elemento construtivo levando a uma extensão da armadura principal e consequente aparecimento de fendas (Fig. 3.3). Associado a essa deformação do aço, pode também surgir esmagamento do betão na zona de compressão.

A baixa percentagem de armadura na zona tracionada é a principal causa deste tipo de rotura, onde a extensão limite do aço é atingida antes do esmagamento do betão na zona de compressão, identificando-se por “rotura por tração na flexão”. (Leonhardt e Mönnig, 1977).

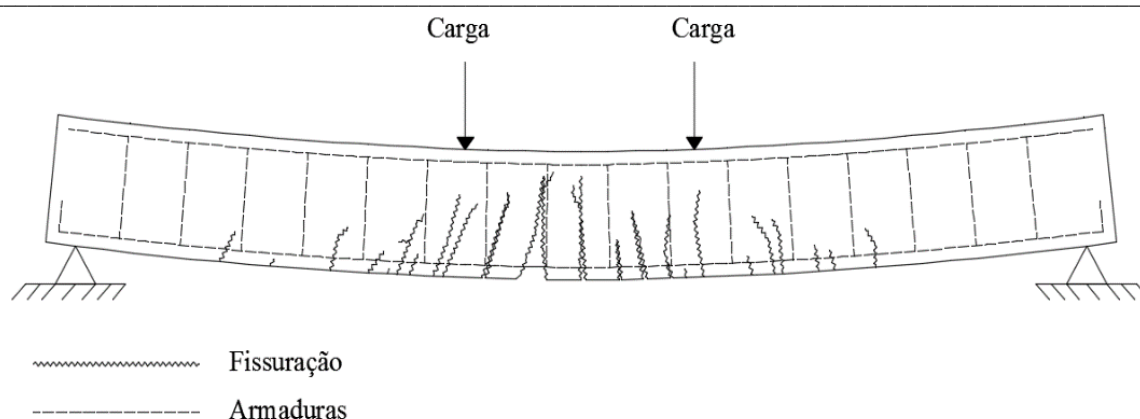


Figura 3.3 – Deformação plástica do aço em viga de betão armado (Silva, 2015)

A “Rotura por Tração na Flexão” também pode ocorrer em situações especiais, em que a taxa de armadura é muito reduzida, quando a força de tração existente no betão, antes do aparecimento da primeira fenda, é superior à da armadura longitudinal. Assim, dá-se um rompimento extremamente brusco da armadura longitudinal com o aparecimento da primeira fenda, ou seja, uma rotura frágil. (Leonhardt e Mönnig, 1977).

3.2.2. Rotura do Betão

Este tipo de rotura ocorre, normalmente, quando os elementos construtivos apresentam percentagens de armaduras elevadas ou são elementos pré-esforçadas, sendo a extensão máxima do betão atingida antes da deformação limite do aço da armadura longitudinal, ocorrendo uma rotura na zona de compressão do betão (Barros, 2009; Leonhardt e Mönnig, 1977).

Este tipo de rotura é designado como “rotura por compressão na flexão” e tem um carácter frágil, uma vez que este ocorre bruscamente e sem aviso prévio, até com carácter explosivo, principalmente nos betões de alta resistência (Leonhardt e Mönnig, 1977), Fig.3.4.

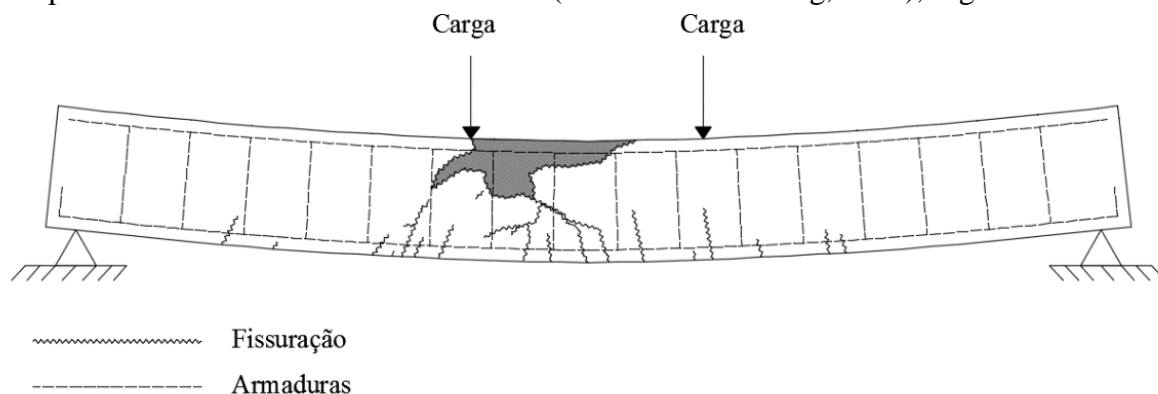


Figura 3.4 – Rotura do betão em viga de betão armado (Silva, 2015)

3.2.3. Influência das Fibras de Aço

A utilização de fibras no betão traz vantagens no seu comportamento à flexão. As aplicações mais comuns das fibras são a utilização como reforço ou emenda de armaduras ordinárias após a fendilhação do betão (Vitt, 2011).

Várias abordagens de dimensionamentos foram publicados. Alguns são de natureza geral, enquanto outros se referem a aplicativos especializados. Assim, é de grande importância entender os princípios de projeto dos betões reforçados com fibras de aço no seu comportamento à flexão, neste caso em especial.

A adição de reforço ao betão de fibras de aço aumenta a capacidade de carga total, adicionando quantidades suficientes de fibras, as propriedades da seção modificam-se de uma deformação frágil para uma deformação dúctil.

No entanto, é importante referir, que a utilização de fibras de aço como único reforço à flexão em elementos é mais eficiente quando combinadas com armaduras ordinárias (Vitt, 2011). Quando as fibras são utilizadas com esse propósito, é necessário ter em conta que estas desempenham um papel secundário ao reforço, relacionado principalmente com o controlo da fendilhação (ACI 544 4R, 1998). Todavia, a adição de fibras resulta, no geral, num aumento de resistência aos momentos e num aumento da ductilidade das vigas.

O comportamento de uma viga reforçada conjuntamente por armadura e fibras de aço apresenta, aproximadamente, a distribuição de tensões presente na Figura 3.5.

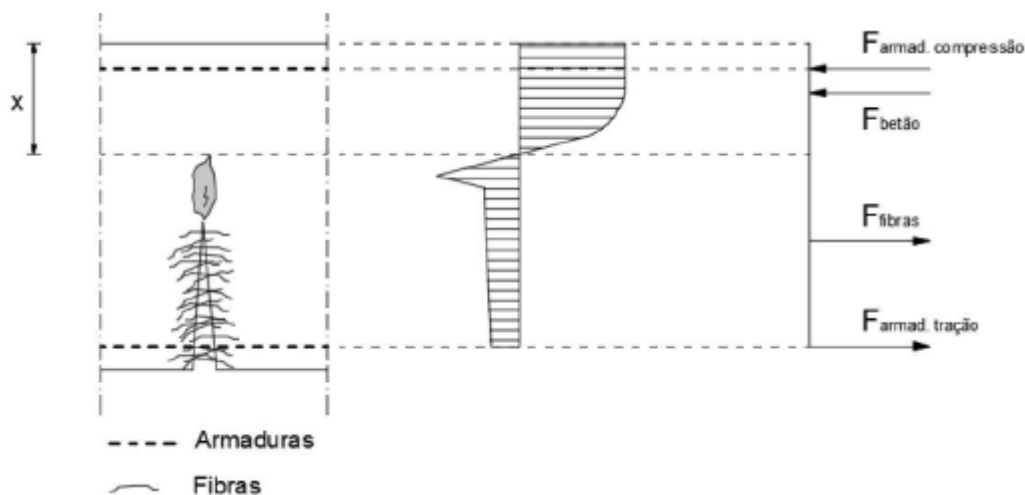


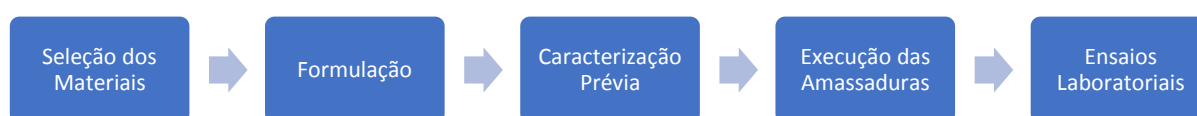
Figura 3.5 – Distribuição de tensões de um elemento em BRFA fendilhado (adaptado de Robins et al, 2001 e RILEM TC 162-TDF, 2003)

4. PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1. Introdução

Neste capítulo será apresentado todo o programa experimental desenvolvido no âmbito da presente dissertação, desde o processo de produção/fabrico das vigas até à realização dos ensaios experimentais de rotura das mesmas por flexão.

O presente trabalho experimental teve como principal objetivo estudar a influência da interface entre betões, usando diferentes tipos de ligações, no comportamento à flexão de vigas com um núcleo em BEAL e a camada de recobrimento em UHPC.



4.2. Caracterização das Misturas

A caracterização das misturas é fundamental no presente programa experimental, sendo por isso importante estudar as características e o comportamento dos betões produzidos. Assim, torna-se necessário descrever a composição dos betões e dos seus constituintes, bem como a descrição dos ensaios experimentais realizados no BEAL e no UHPC, quer no estado fresco quer no estado endurecido.

Definido o comportamento dos betões pretendidos, segue-se a fase da escolha e caracterização dos diferentes constituintes do betão (Lourenço et al., 2004).

Neste programa experimental, foram produzidas duas misturas de betão, um betão estrutural de agregados leves (BEAL) e um betão de ultra elevada resistência (UHPC), utilizados na produção dos elementos estruturais, sendo neste caso vigas, em provetes de caracterização à compressão e em provetes de caracterização da interface.

De seguida são descritos os métodos de escolha dos diversos constituintes utilizados na sua produção e respetivas dosagens.

4.2.1. Caracterização dos constituintes e composição do BEAL

A escolha do cimento utilizado na produção do BEAL está, bem como a sua dosagem, relacionada com a resistência à compressão desejada. Assim, foi utilizado um cimento CEM II/A-L 42,5R da Secil (Fig 4.1), com uma massa volúmica de $3,08 \text{ kg/dm}^3$. Foram adicionadas também cinzas volantes (Fig 4.2), com uma massa volúmica de $2,30 \text{ kg/dm}^3$, com o objetivo de aumentar a plasticidade do betão produzido, permitindo reduzir a relação A/C e aumentar a sua trabalhabilidade.



Figura 4.1 – CEM II/A-L 42,R



Figura 4.2 – Cinzas Volantes

A utilização de adjuvante teve como objetivo o aumento da plasticidade e por conseguinte a redução da quantidade de água necessária na amassadura, garantindo assim uma melhor resistência mecânica do betão, sem implicar uma redução da trabalhabilidade do mesmo. O adjuvante utilizado foi MasterGlenium SKY 526. Este é um superplastificante inovador de segunda geração, à base de polímeros de éter policarboxílico. A configuração especial das suas moléculas permite uma eficaz hidratação do cimento e a adsorção da molécula às partículas de cimento, combinada com um eficaz efeito de dispersão, expõe uma maior superfície dos grânulos de cimento para reagirem com a água. A água utilizada na mistura foi da rede pública de abastecimento de Coimbra.

Para a produção do BEAL foram utilizados dois tipos de agregados leves de argila expandida Leca, com granulometrias distintas, resultando em diferentes capacidades resistências e densidades. Assim, foram utilizadas: Leca® MD com granulometria de 4/12mm, e uma Leca® XS com granulometria 0/3mm (Figuras 4.3 e 4.4).



Figura 4.3 – LECA® MD



Figura 4.4 – LECA® XS

Relativamente aos agregados finos foi utilizada apenas areia média 0/4mm (MS), Figura 4.5.



Figura 4.5 – Areia Média 0/4 mm

No Quadro 4.1 são apresentados as quantidades de constituintes utilizados para a produção de 1 m³ de BEAL, bem como a sua massa volúmica.

Quadro 4.1 – Composição para 1m³ de BEAL

Constituintes	Designação	Massa Volúmica (kg/m ³)	Volume (L)	Massa (kg)
Cimento	CEM II-A/L – 42,5R	3,08	130,00	400,00
Adição	Cinzas Volantes	2,30	48,00	120,00
Adjuvante	MasterGlenium SKY 526	1,06	4,00	4,40
Água	Efetiva	1,00	156,00	156,00
	Absorção	1,00	-	21,00
Ar da Pasta	Ar	-	10,00	-
Areia Média	AM 0/4	2,63	244,00	642,00
Leca®	MD 4/12	0,88	245,00	269,00
Leca®	XS 0/3	0,86	163,00	141,00
Total			1000,00	1754,00

4.2.2. Caracterização dos constituintes e composição do UHPC

No caso do UHPC, estudou-se e ajustou-se a formulação com dosagem moderada de cimento e com adições de cinzas volantes e fíler na pasta ligante, sendo adotada a adição de micro fibras de aço de elevada resistência. Tal como nos BEAL, a escolha do cimento e a sua dosagem está diretamente relacionada com a resistência à compressão pretendida. Assim, foi utilizado um cimento CEM I – 52,5R de forma a atingir uma resistência mais elevada. Além do cimento,

foram utilizadas dois tipos de adições: cinzas volantes e fíler calcário. As cinzas volantes tem a capacidade de melhorar a trabalhabilidade da pasta, diminuindo a quantidade de água necessária para a execução da amassadura tendo ainda a vantagem de apresentar um preço bastante inferior ao do cimento ou até mesmo das sílicas de fumo. Devido à sua baixa granulometria, o fíler calcário tem a capacidade de reduzir a porosidade da pasta, essencial para a obtenção da elevada durabilidade pretendida no UHPC (Figura 4.6).

Relativamente ao adjuvante foi utilizado o mesmo que no BEAL, ou seja, o MasterGlenium SKY 526, cujas propriedades foram descritas anteriormente.

Quanto aos agregados grossos, estes não constituem a formulação do UHPC, visto que se pretende uma matriz ultra densa, com baixa porosidade. Relativamente aos agregados finos, foi utilizada areia fina de granulometria 0/1mm, visto que quando menor for a dimensão do agregado menor porosidade terá a mistura, aumentando a sua durabilidade (Figura 4.7).



Figura 4.6 – Fíler calcário



Figura 4.7 – Areia Fina 0/1

A utilização de fibras metálicas tem o objetivo não só de aumentar a resistência à tração mas também aumentar a ductilidade do UHPC. A escolha do tipo de fibra, comprimento e quantidade a utilizar na mistura do UHPC foi definida tendo por base vários estudos preconizados ao longo dos anos, que admitem um valor ótimo de fibras entre os 1,5% e os 2,5% em UHPC reforçados com fibras metálicas. Assim, optou-se por utilizar 2% de fibras de aço de forma a reforçar a matriz do UHPC. Para valores superiores dos 2% da mistura, a aglomeração de fibras poderia ser de tal ordem que levaria à posterior segregação do betão e diminuição da sua trabalhabilidade, levando à perda de resistência e possível microfissuração. As fibras selecionadas para a execução das misturas foram do tipo DRAMIX OL 10/0.12 (Fig. 4.8). A identificação das fibras é explicada pelos seguintes parâmetros: comprimento L de 10 mm; espessura d de 0,12 mm.



Figura 4.8 – Aspetto macroscópico das micro fibras utilizadas.

No Quadro 4.2 são apresentados os constituintes do UHPC, dosagens utilizadas e a sua massa volúmica.

Quadro 4.2 – Composição para 1m³ de UHPC

Constituintes	Designação	Massa Volúmica (kg/m ³)	Volume (L)	Massa (kG)
Cimento	CEM II-A/L – 52,5R	3,10	242,00	750,00
Adições	Cinzas Volantes	2,30	95,70	220,00
	Filer Calcário	2,70	48,10	130,00
Adjuvante	MasterGlenium SKY 526	1,06	11,68	12,00
Água	Efetiva	1,00	206,30	206,00
Ar da Pasta	Ar	-	15,00	0,00
Areia Fina 0/1	AF 0/1	2,63	361,80	952,00
Fibras	Micro Fibras Aço 10mm	7,86	20,00	157,00
Total			1000,00	2427,00

4.3. Caracterização das Armaduras

O aço utilizado quer para a armadura transversal quer para a armadura longitudinal foi da classe de resistência A500 NR SD, isto é, varões nervurados, laminados a quente de alta aderência e de ductilidade especial (Fig 4.9). Para a armadura transversal foram utilizados varões de diâmetro 8mm, espaçados de 0,05 m no seu desenvolvimento ($\emptyset 8/0,08m$). Em relação à armadura longitudinal de compressão, foram utilizados 2 varões de diâmetro 6 mm na armadura superior ($2\emptyset 6$, $A_s=0,57cm^2$ e $\rho=0,24\%$). Para a armadura longitudinal de tração, na armadura inferior, foram utilizados 4 varões de diâmetro 10 mm, sendo agrupados dois a dois ($4\emptyset 10$, $A_s=3,14cm^2$, $\rho = 1,30\%$), ver Figura 4.9.

Quadro 4.3 – Áreas de aço

Área de Aço	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	A_t (cm ² /m)
	3,14	0,57	6,67

A taxa de armadura é dada pela seguinte expressão:

$$\rho (\%) = \frac{A_s}{(b \times d)} \quad (4.1)$$

Onde,

A_s – área de aço utilizada;

b – largura da viga ensaiada;

d - altura útil da viga.

Não foi possível realizar ensaios de tração em provetes de aço, pelo que foram considerados os valores recomendados pelo EC2 e apresentados no Quadro 4.4, para o módulo de elasticidade (E_s), tensão de cedência (f_{sy}) e tensão de rotura (f_{su}), bem como as extensões associadas a cada uma dessas tensões (ϵ_{sy} e ϵ_{su}).

Quadro 4.4 – Características do aço utilizado (EC2)

Aço	Tração				E_s (GPa)
	f_{sy} (MPa)	f_{su} (MPa)	ϵ_{sy} (‰)	ϵ_{su} (‰)	
A 500 NR SD	500,00	550,00	2,50	12,00	200

Do Quadro 4.5 pode verificar-se que os valores característicos da tensão de cedência, f_{sy} regulamentar é de 500 MPa, sendo a tensão de rotura, $f_{su} = 550$ MPa. Assim, foram estes os valores utilizados no cálculo para a capacidade resistente das vigas.

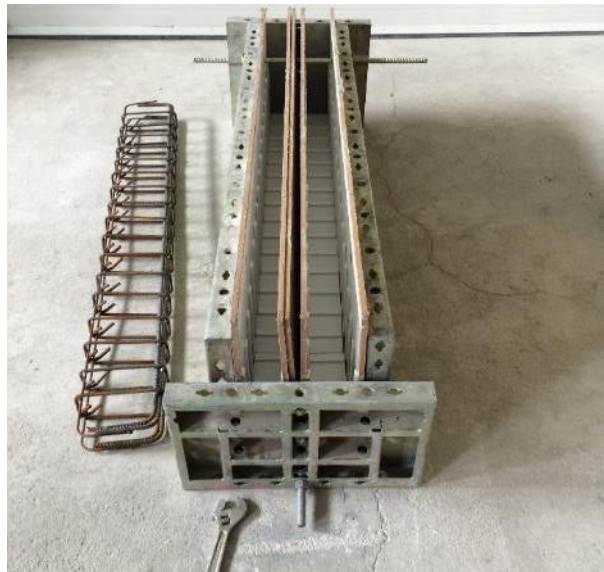


Figura 4.9 – Aspeto das armaduras utilizadas nas vigas

4.4. Propriedades mecânicas dos BEAL e UHPC

As principais propriedades mecânicas dos betões em geral e do betão leve, em particular, são a resistência à compressão, a resistência à tração e o seu módulo de elasticidade. É importante também determinar a massa volúmica do BEAL. Para a determinação das características resistentes do betão foram realizados os ensaios apresentados no Quadro 4.5.

Quadro 4.5 – Ensaio de caracterização do betão realizados

Ensaio	Norma
Resistência à compressão de provetes	NP EN 12390-3:2011
Determinação do módulo de elasticidade em compressão	LNEC E397:1993
Resistência à tração por flexão	NP EN 12390-5:2009
Determinação da massa volúmica	NP EN 12390-7,2009

Os ensaios de caracterização de betão realizados no âmbito da presente dissertação foram utilizados como confirmação/validação, visto o desenvolvimento deste tipo de betões já se encontrar desenvolvida e caracterizada.

4.4.1. Resistência à Compressão

A determinação da resistência à compressão do betão (f_c), foi calculada através do coeficiente entre a força de rotura e a área comprimida do provete, segundo a NP EN 12390 – 3 (2011). Foram ensaiados três provetes cúbicos de dimensões 150 mm de aresta, fabricados à data de produção das vigas (Fig. 4.10).



Figura 4.10 – Provetes cúbicos para ensaio à compressão (150×150×150 mm³)

Os ensaios foram efetuados aos 28 dias e no respetivo dia de ensaio das vigas, sendo a cura dos provetes conseguida através de imersão em tanque de água a 20°C (Fig.4.11) até à véspera de ensaio dos cubos.



Figura 4.11 – Provetes submersos a temperatura constante.

A metodologia de ensaio consiste na utilização de um prensa hidráulica de 3000 kN, a uma velocidade constante até levar à rotura dos provetes (Fig. 4.12). Depois de obtidos os valores da força de rotura é efetuado uma media aritmética para encontrar os valores médios da tensão resistente dos cubos ($f_{cm,cubo}$).



Figura 4.12 – Ensaio de resistência à compressão em cubos.

Não foram produzidos provetes cilíndricos para ensaio, no entanto os valores de tensão de rotura à compressão em cilindros ($f_{cm,cil}$), foram obtidos através da seguinte expressão desenvolvida por Costa e Appleton (2002).

$$f_{cm,cil} = 0,90 \times f_{cm,cube}(28dias) \quad (4.2)$$

4.4.2. Módulo de Elasticidade

A determinação do módulo de elasticidade (EC), foi conseguida através da aplicação de uma carga cíclica entre dois níveis de tensão, num provete prismático de 100x100x400 mm³, produzidos aquando das betonagens das vigas. Os provetes foram colocados em câmara termo

higrométrica, a uma temperatura de 20°C e humidade relativa de 50% após a descofragem às 24 horas.

As deformações foram medidas através da colagem de 2 pares de pastilhas *demec* em faces opostas do prisma na superfície do betão, sendo medida a variação da dimensão longitudinal através de um alongâmetro (Fig 4.13).

A prensa vertical aplica ciclos de carga e descarga entre dois valores máximos e mínimos de força de acordo com a especificação do LNEC E 397, 1993, sendo que o ensaio encontra-se concluído quando a diferença entre as deformações de ciclos consecutivos foi inferior à condição de convergência da norma. Os valores dos ensaios são apresentados no Quadro 4.7.



Figura 4.13 – Determinação do módulo de elasticidade em provete

4.4.3. Massa Volúmica

A determinação da massa volúmica do BEAL foi efetuada através de uma pesagem de provetes cúbicos numa balança de precisão, dividindo a sua massa pelo respetivo volume segundo NP EN 12390-7,2009.

4.4.4. Resistência à tração por flexão

A determinação da resistência à tração por flexão foi efetuada de acordo com a norma NP EN 12390-5 (2009). Os respetivos ensaios de flexão de três pontos foram efetuados com recurso a provetes prismáticos de 100x100x400 mm³ para a mistura de betão UHPC. Para efetuar o ensaio foi definida uma distância entre apoios de 300 mm e utilizando dois LVDTs colocados a meio vão em faces opostas da seção.

Segundo a norma EN 14651 (2007) a determinação das resistências residuais de flexão (f_R) pode ser efetuada contabilizando a flecha a meio vão, em alternativa à medição da abertura do entalhe (Crack Mouth Opening Displacement) – CMOD), isto é, pode ser realizado pelo ensaio

da norma EN 12390-5 (2009). O cálculo das tensões residuais (f_{R1} , f_{R2} , f_{R3} e f_{R4}) é calculado através da seguinte expressão:

$$f_{Ri} = \frac{3}{2} \times F_i \times 10^3 \times \frac{l_R}{b_R \times h_R^2} \quad (4.3)$$

Onde,

F_i força (kN);
 l_R distância entre apoios (mm);
 b_R largura do provete (mm);
 h_R altura do provete (mm).

A força F_i está relacionada com a flecha central da seguinte forma:

- F_1 – força correspondente a uma flecha central de 0,47 mm;
- F_2 – força correspondente a uma flecha central de 1,32 mm;
- F_3 – força correspondente a uma flecha central de 2,17 mm;
- F_4 – força correspondente a uma flecha central de 3,02 mm.

O cálculo da tensão de tração por flexão ($f_{ct,fl}$) é calculado pela expressão anterior sendo a força F correspondente ao valor máximo ($F_{máx}$).

4.4.5. Resultados

Os resultados obtidos nos ensaios de resistência à compressão, resistência à tração, módulo de elasticidade e respetiva massa volúmica são apresentados no Quadro 4.6.

Quadro 4.6 – Resultados das capacidades resistentes e massa volúmica

Betão	γ (kg/m ³)	$f_{cm,cubo}$ (MPa)	$f_{cm,cil}$ (MPa)	f_{ctm} (MPa)	E_c (GPa)
BEAL	1754,00	41,50	37,35	-	21,00
UHPC	2427,00	142,00	113,60	28,60	40,50

Os resultados obtidos nos ensaios de flexão do UHPC são apresentados no Quadro 4.7.

Quadro 4.7 – Resultados do ensaio de tração por flexão

Tração por flexão $f_{ctm,fl}$ (MPa)	Tração residual por flexão			
	F_{Rm1} (MPa)	F_{Rm2} (MPa)	F_{Rm3} (MPa)	F_{Rm4} (MPa)
UHPC	29,40	25,10	17,70	12,40

4.5. Características Resistentes da Interface

A resistência da interface depende de vários fatores conforme demonstrado anteriormente no Capítulo 3 da presente dissertação, pelo que foi necessário efetuar ensaios laboratoriais com os diversos tipos de ligações entre o betão do substrato e o betão adicionado de forma a quantificar essa mesma resistência.

A caracterização da resistência ao corte da interface entre o UHPC e o BEAL foi conseguido através dos ensaios de corte inclinado – *Slant Shear Test*. O betão utilizado no substrato foi o BEAL e o betão adicionado o UHPC, tendo sido considerado quatro tipos de ligações/rugosidades:

- Lisa (L);
- Conectores (C).
- Rugosa (R);
- Indentada (I);

De forma a caracterizar a rugosidade das ligações foram também efetuadas leituras das mesmas através de analisador de rugosidade a laser 2D. A leitura foi executada no betão do substrato, ou seja, neste caso o BEAL.

4.5.1. Ensaio de Corte Inclinado

De forma a estudar o comportamento da interface entre o betão do substrato (BEAL) e o betão adicionado, foram produzidos quatro provetes prismáticos com dimensões $100 \times 100 \times 500 \text{ mm}^3$, um para cada tipo de ligação formando um ângulo de 25° com o eixo longitudinal do prisma (Figura 4.14).



Figura 4.14 – Preparação dos Provetes

O objetivo é determinar o valor da resistência ao corte de cada uma das ligações efetuadas. A produção dos provetes foi efetuado por duas fases. Primeiramente foi betonado o betão de substrato (BEAL) e posterior o betão adicionado (UHPC).



Figura 4.15 – Betonagem do betão de substrato (BEAL)

Posteriormente à betonagem do betão de substrato, os provetes foram curados em água a uma temperatura média de 20°C. Após os 28 dias, foi betonado o betão adicionado (UHPC).

A cura final dos provetes até à execução do ensaio, foi efetuada em condições normais de laboratório. Os ensaios foram efetuados 28 dias após a betonagem do UHPC.

O ensaio de corte inclinado (Slant-Shear Test) foi efetuado segundo a norma ASTM C882. Consiste na aplicação de uma carga a velocidade constante, através de um servo-atuador de 1000 kN (Fig 4.16), até à rotura do provete. Verificou-se a ocorrência de dois tipos de rotura: rotura monolítica do betão, também designada de coesiva e; rotura pela interface, ou seja adesiva.



Figura 4.16 – Ensaio de corte inclinado

A tensão de corte é dada pela seguinte expressão e os resultados estão apresentados no Quadro 4.9:

$$\tau = \frac{F \times \cos \theta \times \cos \theta}{a^2} \quad (4.4)$$

Onde,

τ – tensão de corte na interface (kN);

\emptyset – ângulo de inclinação da interface (°);

a – dimensão aresta da seção transversal (m).

Quadro 4.8 – Valores da resistência ao corte da interface

Tipo de Ligação	Resistência ao Corte Longitudinal (τ) (MPa)
Lisa	0,80
Conectores	5,50
Retardador	11,70
Indentada	8,70

A rotura adesiva, ou seja, pela interface, foi a predominante, principalmente nos provetes com menor rugosidade, ou seja, lisos (L) apresentando um valor de resistência ao corte longitudinal inferior a 1 MPa. No caso dos provetes com rugosidade ondulada/indentada e com conectores também ocorreu uma rotura adesiva, ou seja, pela interface embora sempre pelo betão com menor resistência à compressão, neste caso, o BEAL. A rotura coesiva verificou-se nos provetes com maior rugosidade, ou seja, nos provetes rugosos, onde se aplicou o retardador de presa de forma aumentar a rugosidade. Da análise dos resultados é perceptível que com o aumento da rugosidade da interface verifica-se um aumento da resistência ao corte. Assim, através dos resultados obtidos é possível concluir que a interface rugosa é a que confere uma melhor ligação entre o betão do substrato e o betão adicionado.

4.5.2. Caracterização da rugosidade da interface

Com o intuito de estudar a rugosidade das superfícies criadas entre a BEAL e o UHPC, foi utilizado um analisador de rugosidade a laser portátil desenvolvido por Santos et. al (2009) em colaboração com o Departamento de Engenharia Elétrica e Computadores da Universidade de Coimbra. Este método é totalmente personalizável, apresentando todas as vantagens dos métodos de quantificação de rugosidade existentes e, simultaneamente, superando todas as desvantagens. Esta nova técnica recebeu o nome de Método do Analisador de Rugosidade a Laser 2D (método 2D-LRA), Santos e Júlio (2008).

A tabela de deslocamento linear permite que os sensores a laser executem um comprimento máximo de avaliação de 220 mm. (Santos et. al 2009). Na Figura 4.17 são apresentados os instrumentos do analisador de rugosidade a laser. O *hardware* é protegido por uma caixa de alumínio, sendo este equipamento conectado a um computador portátil que controla seu uso.



Figura 4.17 – Instrumentos do Analisador de Rugosidade a Laser 2D

O *software* foi desenvolvido para: a) controlar o equipamento; b) avaliar os dados; e c) gerar um arquivo de texto de saída, contendo as coordenadas do perfil de textura. O perfil de textura é gravado e representado graficamente, em tempo real, durante as leituras da superfície do betão. O gráfico mostra a distância entre o sensor laser e a superfície do betão para cada posição ao longo do caminho de avaliação. Os arquivos de dados gerados pelo software, podem ser importados após cada medição para quase qualquer aplicação comercial de metrologia de superfície. Como esses arquivos são de texto, eles podem ser facilmente tratados para se tornarem compatíveis com o formato de entrada de dados de outros aplicativos.

Para efetuar as leituras foi utilizado o aplicativo SurfTEX. Este foi desenvolvido usando a ferramenta Delphi RAD da Borland Corporation. Esta aplicação permite ao utilizador remover coordenadas de perfil inválidas, calcular vários parâmetros de textura, determinar a linha média do perfil de textura e desenhar o perfil da superfície com e sem remoção de forma. Usando este equipamento podem ser medidos doze parâmetros de rugosidade (Mummery, 1992) no SurfTEX: (Santos et. al, 2009)

1. Rugosidade média (R_a);
2. Altura média do pico ao vale (R_z (DIN));
3. Pico máximo da altura do vale (R_{max});
4. Média da terceira maior altura do pico para o Vale (R_{3z});
5. Altura máxima do terceiro pico a vale ($R_{3z, max}$);
6. Dez pontos de altura (R_z (ISO));
7. Altura da rugosidade total (R_y);
8. Altura do perfil da raiz quadrada média (RMS) (R_q);
9. Altura média de pico (R_{PM});
10. Altura máxima do pico (R_p);
11. Profundidade média do vale (R_{vm});
12. Profundidade máxima do vale (R_v).

Foram produzidas quatro tipos diferentes de rugosidade superficial adotada: a) superfície lisa b) superfície com conectores metálicos; c) superfície com aplicação de retardador de presa de forma a criar uma superfície rugosa e d) superfície indentada (Figura 4.18).



Figura 4.18 – Superfícies produzidas

Foram produzidas dez registros para cada tipo de superfície e os perfis de textura correspondentes foram gerados através do *software*. Nas Figuras 4.18 a 4.22 está representado um registro para cada situação. Posteriormente, com base nesses perfis, a textura da superfície foi avaliada quantitativamente, determinando os doze parâmetros de rugosidade implementados no SurfTEX, anteriormente enunciados.

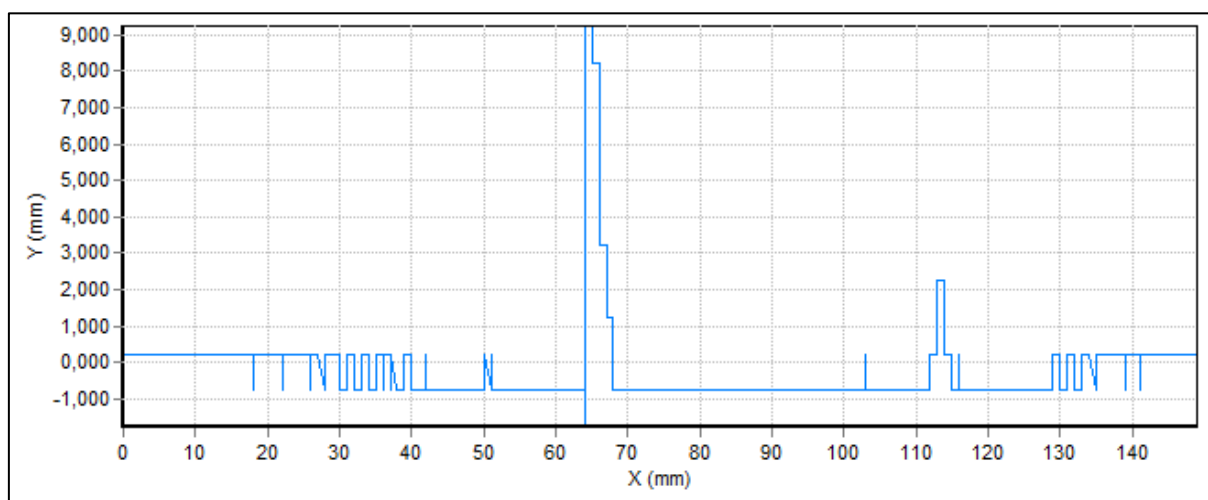


Figura 4.19 – Perfil de rugosidade da superfície lisa

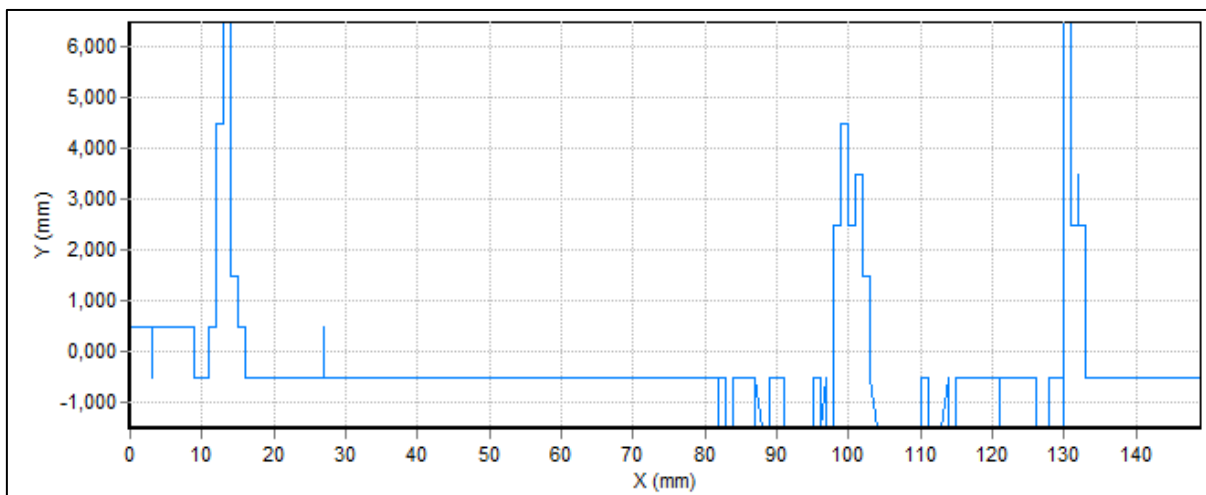


Figura 4.20 – Perfil de rugosidade da superfície lisa com conectores metálicos

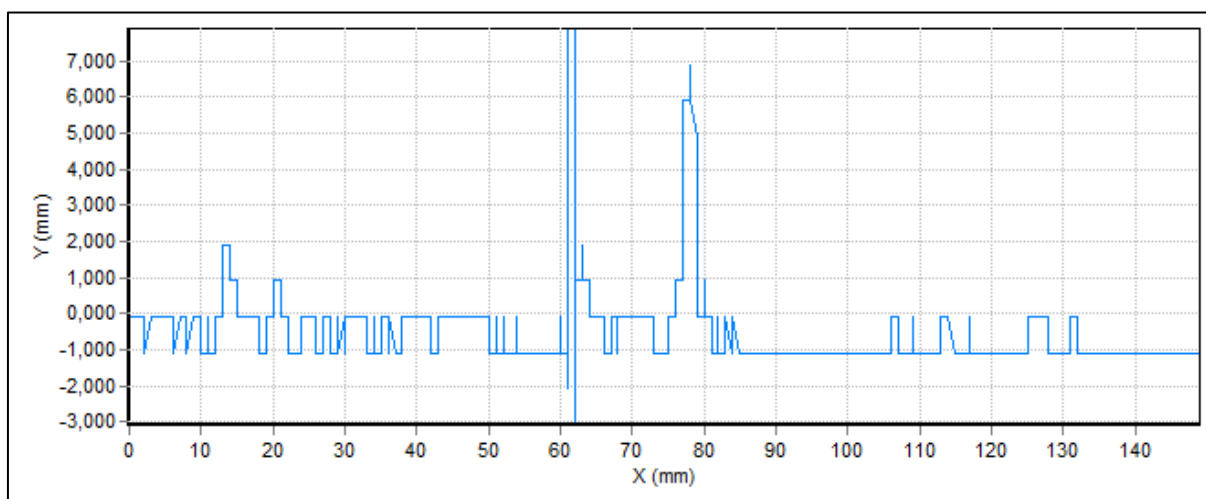


Figura 4.21 – Perfil de rugosidade da superfície com retardador de presa

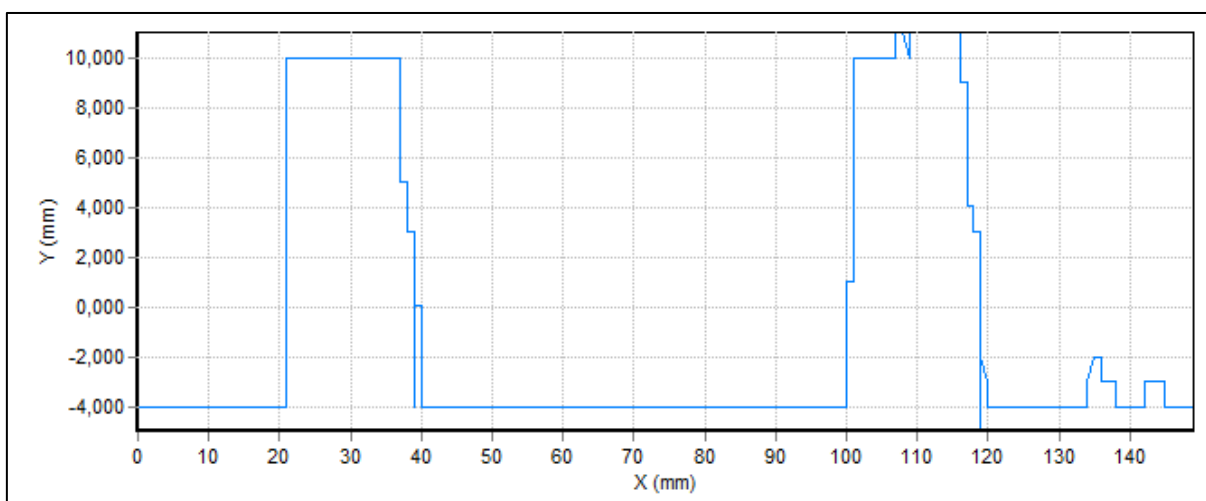


Figura 4.22 – Perfil de rugosidade com superfície ondulada/indentada

Na Quadro 4.10 e na Figura 4.23 são apresentados os valores dos doze parâmetros de rugosidade, avaliados com o analisador de rugosidade do laser 2D, para cada superfície efetuada.

Quadro 4.9 – Parâmetro de Rugosidade das várias interfaces

Parâmetro de Rugosidade (mm)	Tipo de Ligação			
	Lisa	Conetores	Retardador	Indentada
R_a	0,30	0,45	0,39	4,99
R_z (DIN)	1,41	2,05	2,63	11,06
R_{max}	3,72	3,80	5,68	16,25
R_{3z}	1,25	1,97	2,52	10,68
$R_{3z, max}$	3,11	3,78	5,51	15,47
R_z (ISO)	3,40	4,23	5,74	16,25
R_y	3,90	4,30	5,88	16,78
R_q	0,44	0,67	0,63	5,90
R_{pm}	0,83	1,33	1,82	6,96
R_p	2,70	3,14	4,66	11,68
R_{vm}	0,57	0,72	0,81	4,10
R_v	1,20	1,17	1,22	5,09

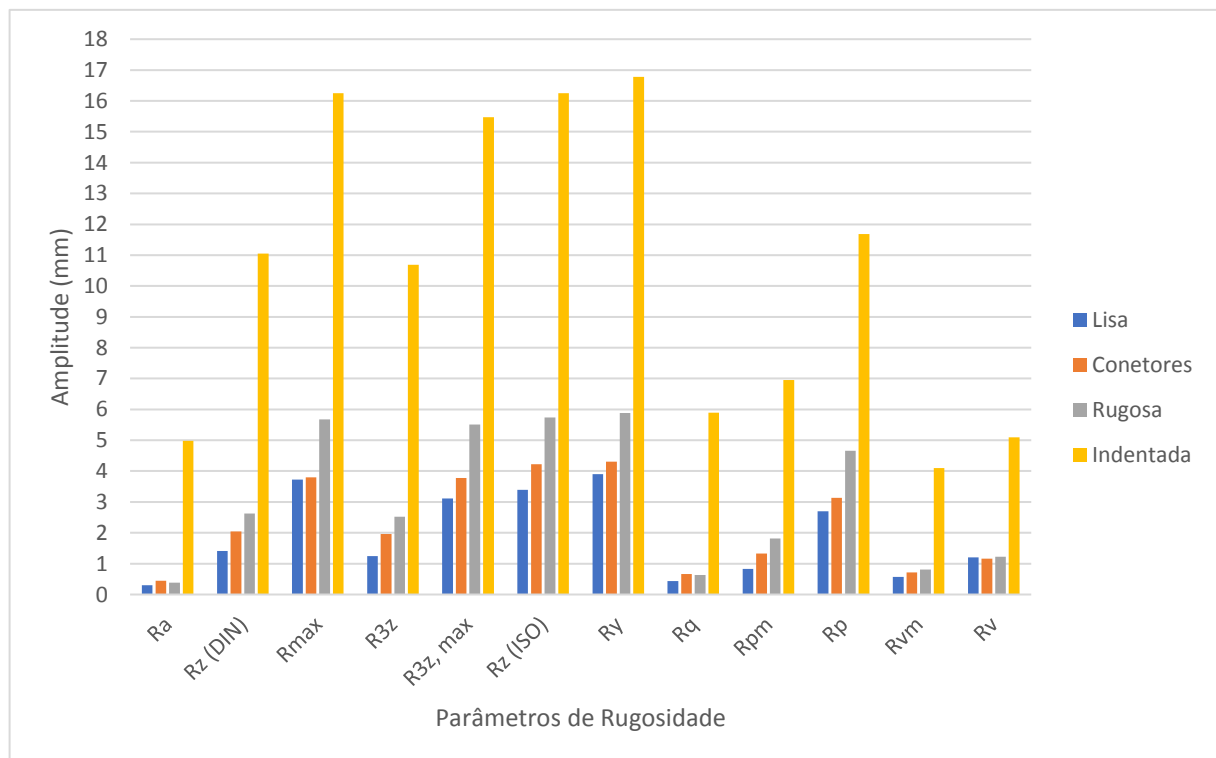


Figura 4.23 – Parâmetros de rugosidade avaliados com o analisador de rugosidade a laser 2D

4.6. Caracterização dos Elementos de Ensaio

Uma análise experimental sobre o comportamento estrutural de um dado elemento passa pela observação e quantificação dos efeitos resultantes da aplicação de ações previstas, definidas inicialmente. Registrando determinados parâmetros como, por exemplo, as reações nos apoios, os deslocamentos e as extensões em certas secções críticas do elemento, são úteis para se perceber o comportamento estrutural resultante das ações impostas. Nesta análise, é também importante analisar os mecanismos de rotura e de fendilhação.

Foram ensaiadas seis vigas à flexão até atingir a sua rotura, todas com a mesma taxa de armadura: uma viga de referência, apenas com BEAL, e quatro vigas compostas por BEAL no núcleo e por uma *superskin* em UHPC. Todas as vigas têm como valores médios: 1500 mm de comprimento, 120 mm de largura e 240 mm de altura.

De referir que existem pequenos desvios geométricos, resultantes dos empenos da cofragem utilizada, no entanto serão contabilizados nos cálculos posteriores, principalmente, a altura útil das vigas, d . Teve-se especial cuidado em garantir a regularização das superfícies das vigas, para evitar potenciais e indesejadas concentrações de tensões nos pontos de aplicação da carga. Também pela mesma razão colocou-se uma chapa de aço com 20 mm e uma camada de cartão prensado com 5 mm na zona de aplicação da carga para melhorar a distribuição de tensões nessa zona.

As vigas foram simplesmente apoiadas nas extremidades e foram carregadas com uma força F a meio vão do elemento, conforme a Figura 4.24.

Durante os ensaios foram medidos, além dos valores das forças e dos deslocamentos do atuador, os valores das reações nos dois apoios, os deslocamentos verticais e os deslocamentos horizontais na zona central. No *set-up* descrito à frente, é descrita a posição onde estes deslocamentos foram medidos. Para além disso, houve ainda um especial cuidado em registar em fotografia todos os ensaios, incluindo o padrão, origem, abertura e evolução das fendas, no sentido de permitir uma perceção adequada do comportamento das vigas.

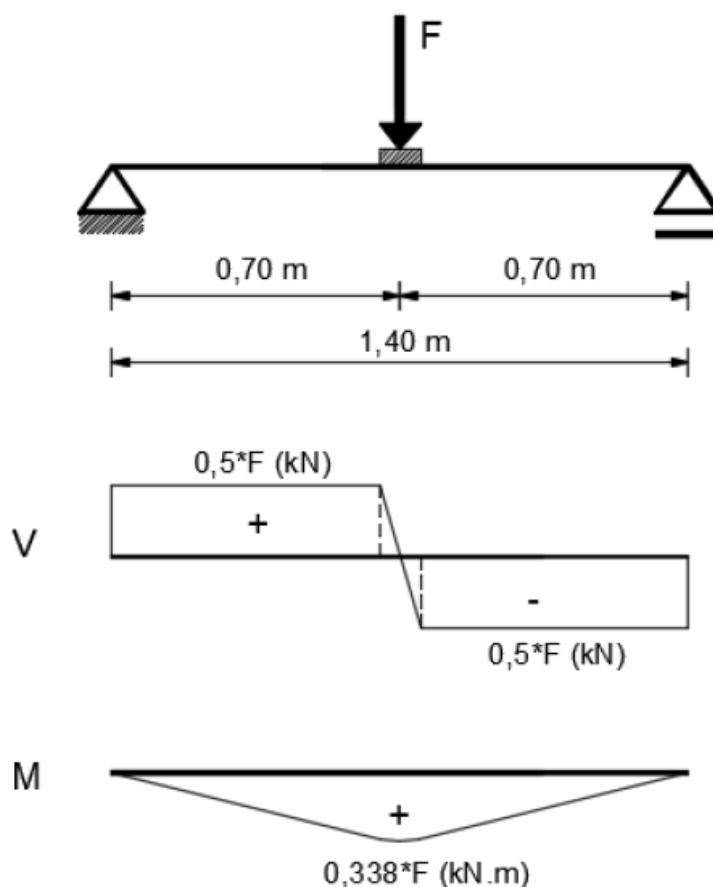


Figura 4.24 – Esquema de ensaio à flexão e respetivo diagrama de esforços (M,V)

4.6.1. Descrição das Vigas

As vigas foram produzidas em laboratório com uma secção transversal média de $120 \times 240 \text{ mm}^2$ e um desenvolvimento médio de 1500 mm. O núcleo é composto por Betão Leve com secção transversal $80 \times 220 \text{ mm}^2$, com um recobrimento de 20 mm de UHPC na base e nas laterais da viga, formando um U. Para todas as vigas foram utilizadas armaduras de aço da classe de resistência A500NR-SD, sendo a armadura longitudinal com varão de diâmetro 10 mm e armadura transversal com varão de 8 mm. Foram produzidas seis vigas, com a mesma armadura e tipos de betão, apenas alterando as ligações entre o betão do substrato e o betão adicionado. Assim, as vigas foram designadas da seguinte forma:

- V0_F_REF – Referencia;
- V1_F_L – Lisa;
- V2_F_C – Conectores;
- V3_F_R – Rugosa;
- V4_F_O – Indentada;
- V5_F_SK – *Superskin*.

As vigas para os ensaios à flexão foram denominadas conforme se apresenta abaixo, a taxa de armadura igual em todas as vigas, tanto a viga de referência como as vigas com superskin.

- V – viga;
- 0, 1, 2, 3, 4, 5 – número da viga;
- F – Ensaio à flexão;
- REF / L / C / R / O / SK – tipo de ligação.

De referir ainda que, a viga V0_F_REF é a viga de referência, produzida apenas com betão estrutural de agregados leve (BEAL), na totalidade da sua secção e desenvolvimento. A viga V5_F_SK foi produzida apenas com UHPC, sendo o seu núcleo constituído por compósito de XPS, tendo por objetivo estudar a resistência do UHPC à flexão e se existe efetivamente sobreposição de efeitos entre a V0_F_REF e a V5_F_SK, quando comparadas com as restantes viga executadas com o recobrimento em UHPC.

A viga de referência, tem uma secção $0,12 \times 0,24 \text{ m}^2$, produzida apenas em BEAL e as vigas com *superskin*, apresentam um recobrimento de 20 mm em UHPC nas laterais da viga e na base, sendo o núcleo em BEAL, com secção de $0,08 \times 0,22 \text{ m}^2$ (Figura 4.25).



Figura 4.25 – Viga V-F-C antes do ensaio

4.6.2. Armadura das Vigas para o ensaio à Flexão

As armaduras das vigas para os ensaios são constituídas por uma armadura longitudinal de tração com a mesma taxa de armadura, como já referido anteriormente. A armadura longitudinal da zona comprimida é constituída por $2\text{Ø}6 \text{ mm}$ ($A_s' = 0,57 \text{ cm}^2$ e $\rho' = 0,24 \%$), armadura longitudinal na zona tracionada constituída por $4\text{Ø}10 \text{ mm}$ agrupados ($A_s = 3,14 \text{ cm}^2$) e por uma armadura transversal composta por estribos $\text{Ø}8 \text{ mm}$ afastados $0,05 \text{ m}$.

Adotou-se um recobrimento de 20 mm, garantido por espaçadores produzidos em BEAL, para o caso das vigas de referência. Para as vigas com a *superskin* adotou-se um recobrimento de 20

mm, não sendo necessários espaçadores para o efeito, sendo o recobrimento garantido pela *superskin* em UHPC.

A Figura 4.26 apresentam o corte transversal e longitudinal, das armaduras das viga-tipo para o ensaio à flexão. Nestas figuras estão ainda definidas as dimensões médias e a pormenorização das armaduras.

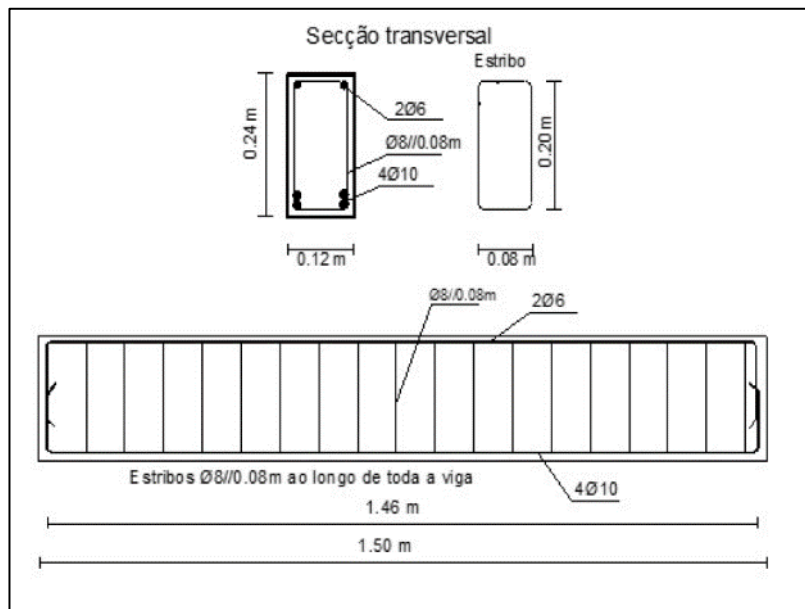


Figura 4.26 – Corte transversal e longitudinal da viga

4.6.3. Produção das Vigas

Para produzir as vigas, foi necessário desenvolver um sistema de cofragem, de forma a ser a otimizar o processo de produção, tendo em conta as limitações de espaço e tempo. Assim, definiu-se um sistema para betonar duas vigas em simultâneo.

A cofragem exterior foi executada em painéis metálicos de dimensões 300x1500 mm² fixados através de parafusos M16, dividida em partes iguais, verticalmente relativamente ao eixo, com uma placa de contraplacado marítimo com espessura de 10 mm, sendo encastrada no base da cofragem metálica por duas placas do mesmo contraplacado marítimo de forma impedir o empenamento do separador vertical. De referir que a cofragem foi travada através da utilização de espaçadores e grampos, bem como de tirantes de forma a garantir a sua perfeita execução. Para a viga de referência, a cofragem é relativamente simples. No entanto, para as outras vigas foram necessários alguns cuidados especiais por causa das ligações. A V1_F_L e V3_F_R foram produzidas através da introdução de duas placas de contraplacado marítimo com espessura de 20 mm de forma a compensar a adição do UHPC, sendo aplicado retardador de presa na cofragem da V3_F_R e, após a sua descofragem, efetuou-se a sua limpeza do betão da superfície.

Na V2_F_C foram utilizadas placas de esferovite de forma a proceder à aplicação dos conectores metálicos no interior da viga e posterior betonagem, sendo definido um espaçamento de 5 cm.

Na V4_F_O foi utilizado K-Line com espessura de 5 mm de forma a criar uma seção indentada no betão, com largura de 20 mm.

A produção da V5_F_SK foi conseguida através da utilização de XPS no núcleo da viga, de dimensões idênticas ao núcleo de BEAL (80x220 mm²), sendo betonada de forma invertida de forma a obter o recobrimento na base e laterais da viga, como nas restantes vigas.

Na Figura 4.27 é apresentado a esquema de cofragem das vigas em modelo 3D, de forma ser perceptível a sua conceção e posterior aplicação.

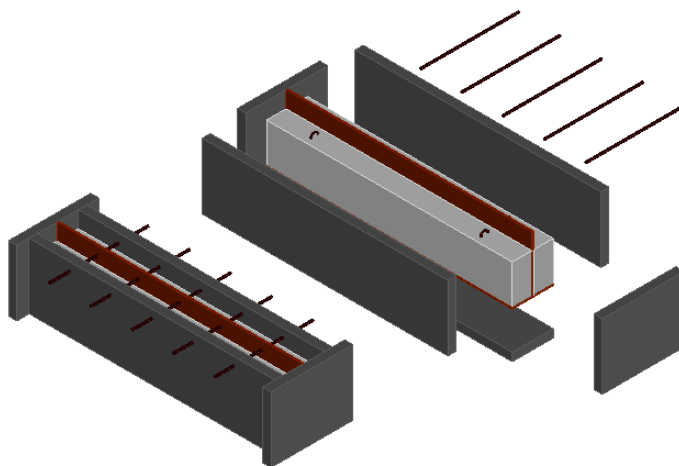


Figura 4.27 – Esquema da cofragem das vigas em CAD (Silva J., 2015)

Concluída a execução da cofragem, são colocadas as armaduras no seu interior (Figura 4.28). É importante referir que a armadura foi soldada e não amarada com arame queimado, como é usual na construção civil.

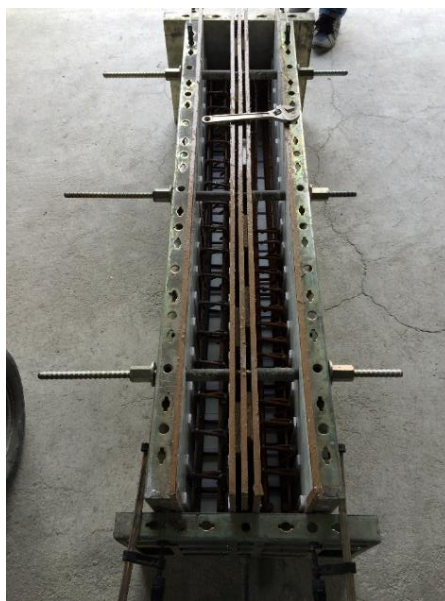


Figura 4.28 – Cofragem e armaduras

De seguida foram efetuadas as amassaduras de BEAL numa misturadora de eixo vertical com capacidade máxima de 90 litros (Figura 4.29). Esta não apresentava capacidade para executarmos a amassadura de uma vez, sendo por isso dividido em duas amassaduras de 80 litros cada.



Figura 4.29 – Execução de amassaduras de BEAL

Betonagem da viga de referência e do betão de substrato das vigas com ligações, utilizando vibrador de forma a conseguirmos a devida compactação do betão, sendo esta uma parte importantíssima na aplicação de betão (Figura 4.30).



Figura 4.30 – Betonagem do BEAL

Descofragem e posterior identificação das vigas produzidas. A cura superior a 28 dias foi em ambiente de laboratório, aproximadamente, a 20°C de temperatura e 60% de humidade relativa (Figura 4.31).



Figura 4.31 – Descofragem e cura aos 28 dias

Concluído este processo de betonagem dos núcleos e da viga de referência, foi betonado o recobrimento nas vigas com os diversos tipos de ligações. O processo foi idêntico, sendo colocada o betão de substrato (BEAL) no interior da cofragem de forma invertida para que fosse possível executar o recobrimento na base e laterais da viga.

Assim, foram realizadas as amassaduras do betão de ultra elevada resistência (UHPC) para produzir a camada de recobrimento das vigas com *superskin* na misturadora de eixo vertical (Figura 4.32).



Figura 4.32 – Execução de amassaduras de UHPC

De referir, que como as betonagens foram efetuadas na época de verão (Fig 4.33), com temperaturas elevadas na zona de Coimbra, por isso o UHPC foi posteriormente protegido contra secagem excessiva por aplicação de filme polimérico.



Figura 4.33 – Betonagem do UHPC

Descofragem e cura prolongada durante um período superior a 28 dias (Fig. 4.34).

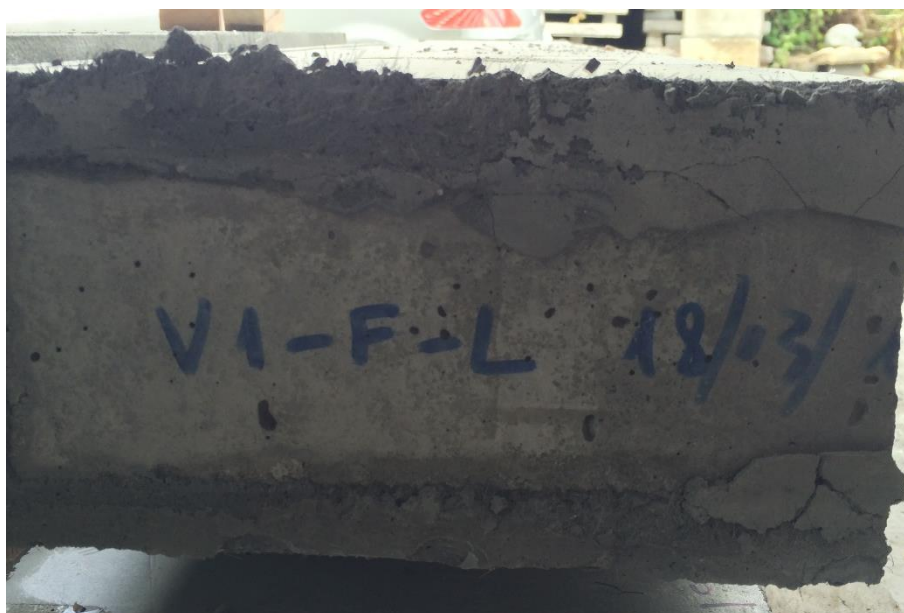


Figura 4.34 – Descofragem e armazenamento das vigas

4.6.4. “Setup” do ensaio à flexão das vigas

Para a realização dos ensaios, foi utilizado um pórtico constituído por dois pilares e duas vigas adjacentes em perfis metálicos da série HE-B300, com ligações aparafusados entre si do tipo M20, de forma a garantir a rigidez e resistência necessárias para a aplicação da carga do atuador (Figura 4.35).



Figura 4.35 – Pórtico de Ensaio

As vigas ensaiadas foram assentes em 2 apoios metálicos livres, isto é, com capacidade de rotação, simétricos em relação ao eixo das vigas e abrangendo a total largura da viga. Sob estes apoios foram colocadas as células de carga, com capacidade para 200 kN e distanciadas 1,40m entre si. As células de carga foram fixas a um perfil metálico devidamente fixo à laje de reação.

Estruturalmente, a viga funciona como uma viga simplesmente apoiada, onde o carregamento aplicado corresponde a uma força vertical concentrada, a meio vão.

A carga principal foi transmitida através do atuador hidráulico, fixo ao pórtico de ensaio, apresentando uma capacidade máxima, à compressão, de 300 kN. O atuador possui um transdutor interno de deslocamento e uma célula de carga, como instrumentos de medição e controlo. O incremento de carga foi controlado através de um *software* de controlo e aquisição de dados, podendo ser definida, entre outras variáveis, o tipo e a velocidade de aplicação da carga. Este sistema permite aplicar as ações usando controlo de força ou deslocamento, nos ensaios realizados a ação foi aplicada por controlo de deslocamento, 0.02 mm/s.

Este sistema apresenta duas vantagens: a primeira prende-se com a possibilidade de fazer paragens na aplicação da carga, para contabilização das fendas nos vários patamares de carga, sem que seja necessário parar a aquisição de dados, e a segunda é relativa à possibilidade de permitir obter a resposta “pós-pico”, permitindo analisar a ductilidade das vigas.

De referir novamente, que o atuador não esteve em contato direto entre as vigas, uma vez que foi colocado uma chapa de aço com dimensões 100x100x20 mm³ e um K-Line de seção igual, e espessura de 5 mm, de forma a garantir uma distribuição uniforme na zona de aplicação da carga.

Na Figuras 4.36 e 4.37 apresenta-se esquematicamente o pórtico de ensaio, com as vigas de ensaio à flexão, e os respectivos instrumentos de medição.

Antes da realização dos ensaios laboratoriais propriamente ditos, foram efetuadas medições dos vários parâmetros variáveis das vigas produzidas, tais como:

- Largura das seções;
- Altura média das vigas;
- Comprimento total das vigas;
- Distância entre apoios;
- Distancia dos transdutores de deslocamento horizontais relativamente às faces superior e inferior das vigas, bem como a distância vertical entre esses transdutores (LVDT's);
- Distancia entre os transdutores de deslocamento verticais relativamente aos apoios das vigas;

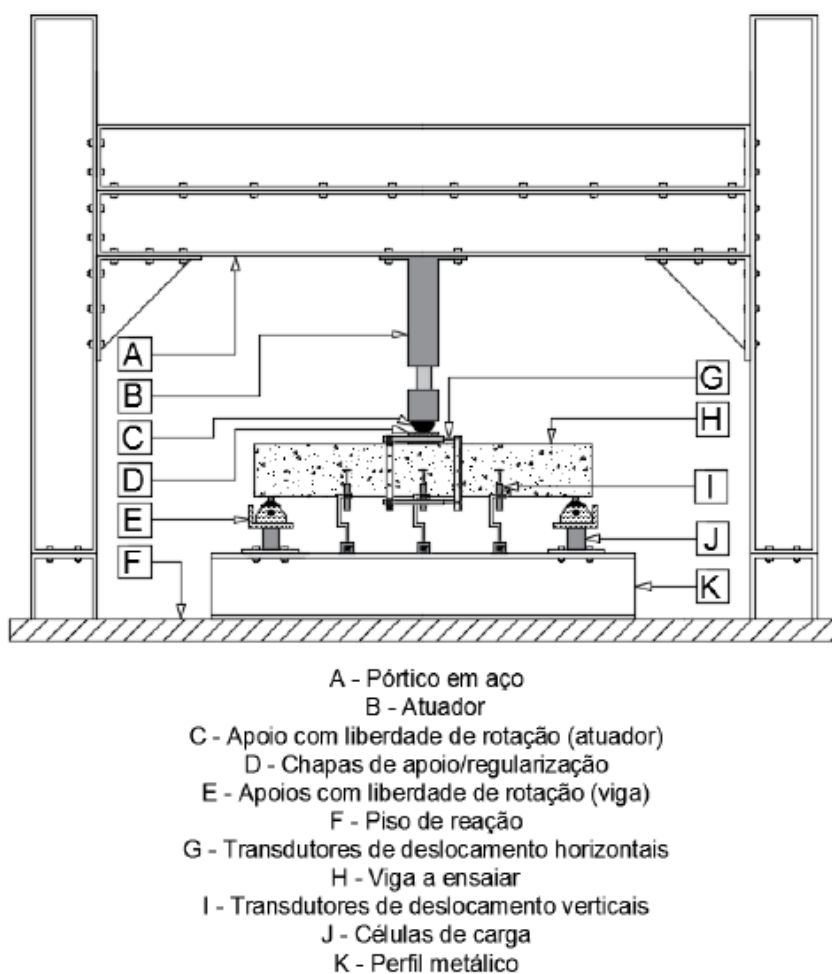


Figura 4.36 – Esquema do pórtico de ensaio (Silva, 2015)

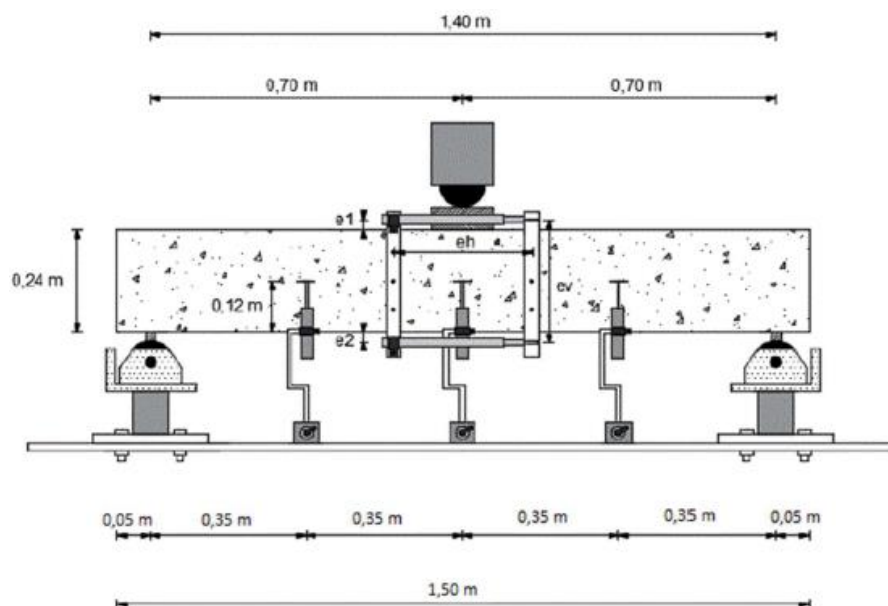


Figura 4.37 – Esquema detalhado do equipamento de ensaio (Silva, 2015)

A instrumentação utilizada foi meramente exterior, não havendo neste programa experimental extensômetros interiores ou outros instrumentos que permitam aferir o deslocamento entre o BEAL e o UHPC, o que seria uma solução a pensar no futuro. Assim foram utilizados transdutores de deslocamento (LVDT's), verticais e horizontais, fixados na zona de momentos máximos, ou seja, na seção crítica da viga, e células de carga nos apoios, como já referido anteriormente.

Foram utilizados três LVDT's verticais para medir os deslocamentos verticais da viga, com um curso máximo de 50 mm fixos através de bases magnéticas ao perfil metálico. Estes foram colocados a $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$ e $\frac{3}{4}$ do vão da viga, ou seja, 0,35 m, 0,70 m e 1,05 m, respetivamente. De forma a contabilizar a curvatura na zona crítica, foram ainda utilizados dois LVDT's horizontais, com um curso máximo de 100 mm, fixos a duas cantoneiras metálicas afastadas de 0,20 m. Uma das cantoneiras é fixa com um sistema de roscar que a capacidade de rotação aquando da deformação da viga. Na outra cantoneira foram colados anéis metálicos que permitiam o encaixe das ponteiros dos transdutores de deslocamento, e não foi restringido a sua capacidade de rotação.

As células de carga com capacidade para 200 kN, como já referido anteriormente, encontram-se distanciadas de 1,40m. Estas foram colocadas na base de cada apoio, com o objetivo de medir a reação nos apoios relativa à ação aplicada pelo atuador.

Na Figura 4.38 são apresentadas as fotografias de vigas para ensaio à flexão, devidamente preparadas para a realização do ensaio, com todos os equipamentos de instrumentação montados.

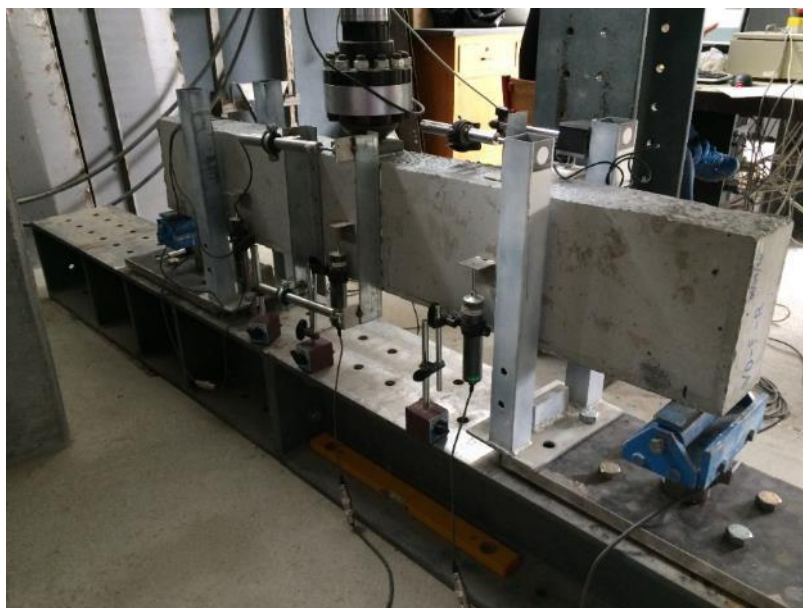


Figura 4.38 – Viga para ensaio à flexão para a V0_F_REF

A aquisição de dados, foi conseguida através do *software* informático Dynatester, instalado num computador, permitindo recolher a informação dos vários instrumentos durante os ensaios.

5. ANÁLISE DE RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados todos os resultados obtidos nos ensaios experimentais, sendo efetuada uma análise crítica/discussão dos resultados obtidos. Assim, o principal objetivo deste capítulo prendesse com a necessidade de perceber o comportamento estrutural (resistência, rigidez, ductilidade, padrão de fendilhação) das vigas executadas com a *superskin*, com os diferentes tipos de ligação entre o betão do núcleo, BEAL, e o betão de recobrimento, UHPC.

5.1. Erro na Medição da Carga Aplicada

De forma a verificar o correto funcionamento dos equipamentos de ensaio durante o processo experimental, efetuou-se uma análise do erro para garantir a fiabilidade dos cálculos experimentais. Assim, foi realizado a análise da relação entre a força aplicada pelo atuador nas vigas ensaiadas e o somatório das reações verticais nas células de carga.

Na Figura 5.1 são apresentados os casos da V1_F_L e a V2_F_C. As restantes vigas são apresentadas no Anexo A da presente dissertação.

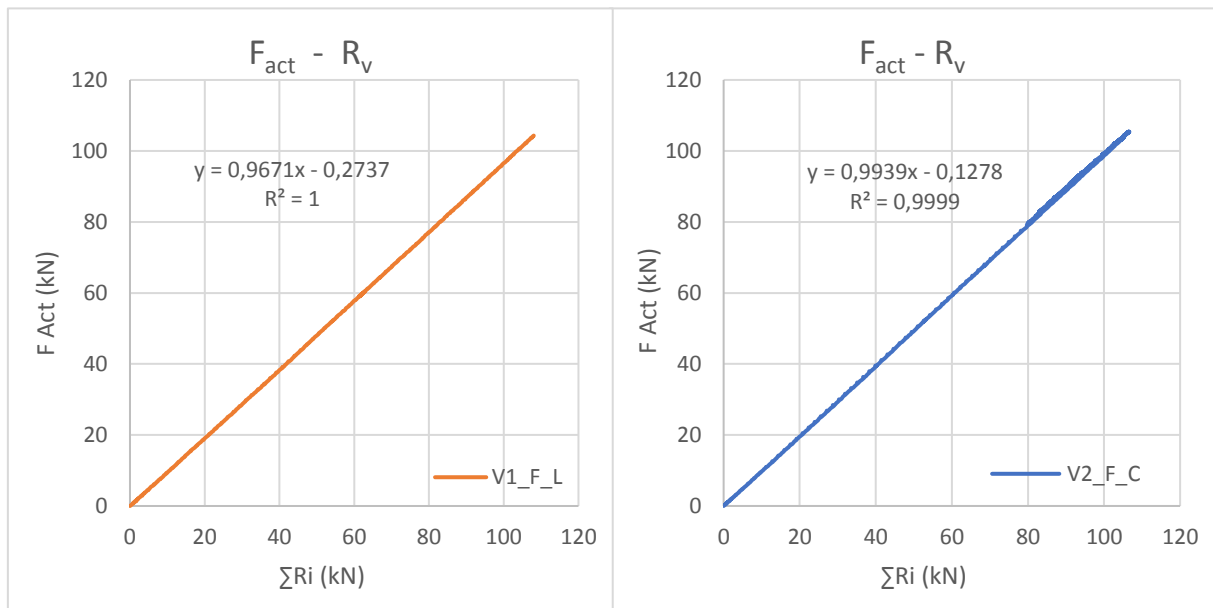


Figura 5.1 – Força no Atuador vs Reações nas Células de Carga

A percentagem de erro é dado pela seguinte expressão:

$$Erro (\%) = \frac{\Sigma F_{act} - \Sigma R_v}{\Sigma F_{act}} \quad (5.1)$$

O erro global é inferior a 1%, pelo que podemos garantir fiabilidade dos resultados.

5.2. Relação Carga – Deslocamento

Neste subcapítulo serão apresentados os gráficos da relação Carga (F) – Deslocamento (δ), obtidos nos ensaios experimentais, para cada uma das seis vigas produzidas e ensaiadas à flexão.

A Carga (F) e o Deslocamento (δ) foram obtidos através dos valores medidos pelos meios de instrumentação indicados no capítulo anterior. A aplicação da carga (F) foi medida pela célula de carga acoplada ao atuador sendo que o deslocamento medido pelos LVDT's verticais colocados sob a viga ensaiada, neste caso é o deslocamento na seção crítica (a meio-vão). De referir que os deslocamentos não foram medidos pelo atuador, visto que este contabilizada não só o deslocamento da viga mas também a deformação do pórtico de reação e a deformação da camada em k-line.

Assim, na Figura 5.2 são apresentados os resultados obtidos de todas as vigas, tendo por objetivo facilitar a interpretação e a comparação da deformação das vigas, relativamente ao carregamento efetuado.

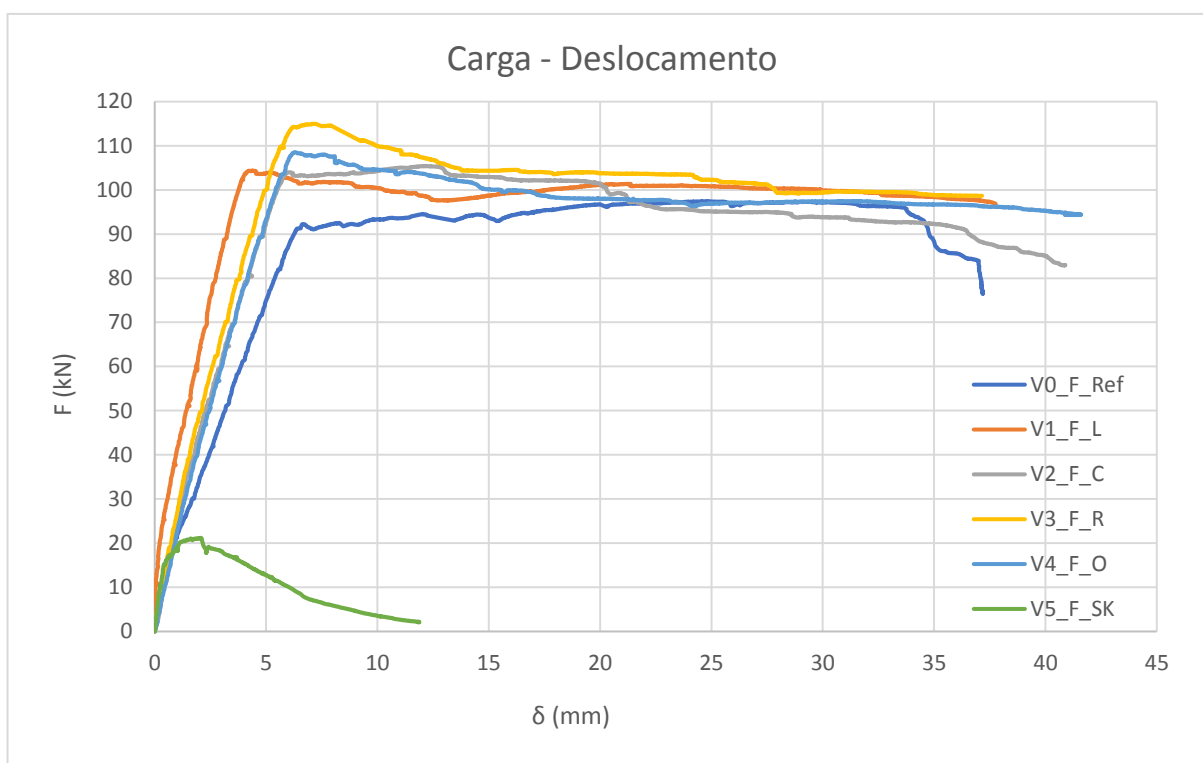


Figura 5.2 – Diagrama de Carga - Deslocamento

No Quadro 5.1 são apresentados os valores relativos às cargas máximas ($F_{\text{máx}}$) e respetivo deslocamento ($\delta_{\text{máx}}$) das seis vigas, ensaiadas à flexão. Foi considerado o $F_{\text{máx}}$ como o valor máximo de força suportado pela viga.

Quadro 5.1 – Valores máximos de Carga ($F_{\text{máx}}$) e Deslocamento ($\delta_{\text{máx}}$)

Viga	$F_{\text{máx}}$ (kN)	$\delta_{\text{máx}}$ (mm)
V0_F_Ref	97,44	24,83
V1_F_L	104,37	4,43
V2_F_C	105,40	12,14
V3_F_R	114,97	7,22
V4_F_O	108,51	6,31
V5_F_SK	21,20	2,06

Do diagrama e quadro apresentados podemos concluir que existem três estados/fases no ensaio das referidas vigas à flexão:

- A primeira fase, caracteriza-se por um troço reto ascendente com elevado declive, em que o módulo de elasticidade é elevado e não ocorre a fendilhação do betão. Esta fase é designada por “Estado I”.
- De seguida entramos na segunda fase, que é caracterizada por um troço reto ascendente, de declive ligeiramente inferior à anterior, onde ocorrem as primeiras fendas do betão. Esta fase caracteriza-se por “Estado II”.
- Por fim, temos a terceira e última fase, caracterizada por um troço quase reto com ligeiro declive descendente, onde se inicia a cedência das armaduras. Nesta fase a carga aplicada continua praticamente constante, sendo que o descolamento aumenta de forma gradual. Quando maior for a ductilidade da viga ensaiada maior será o comprimento deste troço, ou seja maior será a sua deformação para a mesma carga aplicada. Visto que a armadura utilizada foi igual para as seis vigas ensaiadas, esta fase é praticamente idêntica em todas as vigas. Esta fase designa-se por “Estado III”.

É importante analisar a deformação das vigas para diferentes valores de carga aplicados. Nas seguintes figuras serão apresentados as deformadas das vigas ensaiadas à flexão, para 25%, 50%, 75% e 100% da carga máxima aplicada pelo atuador ($F_{\text{máx}}$). O desenvolvimento da deformada foi conseguido através de 3 LVDT's colocados a $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$ e $\frac{3}{4}$ do vão e os respetivos apoios, onde a deformada é nula.

De seguida, são apresentados os gráficos das deformadas das diversas vigas ensaiadas (Figuras 5.3 a 5.8).

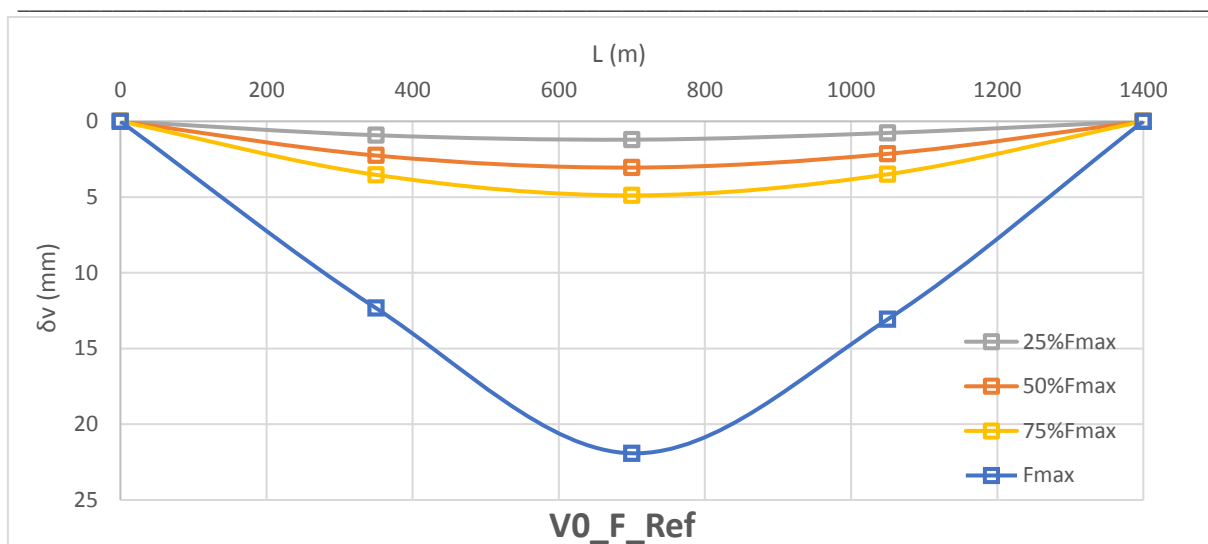


Figura 5.3 – Deformada da viga V0_F_REF

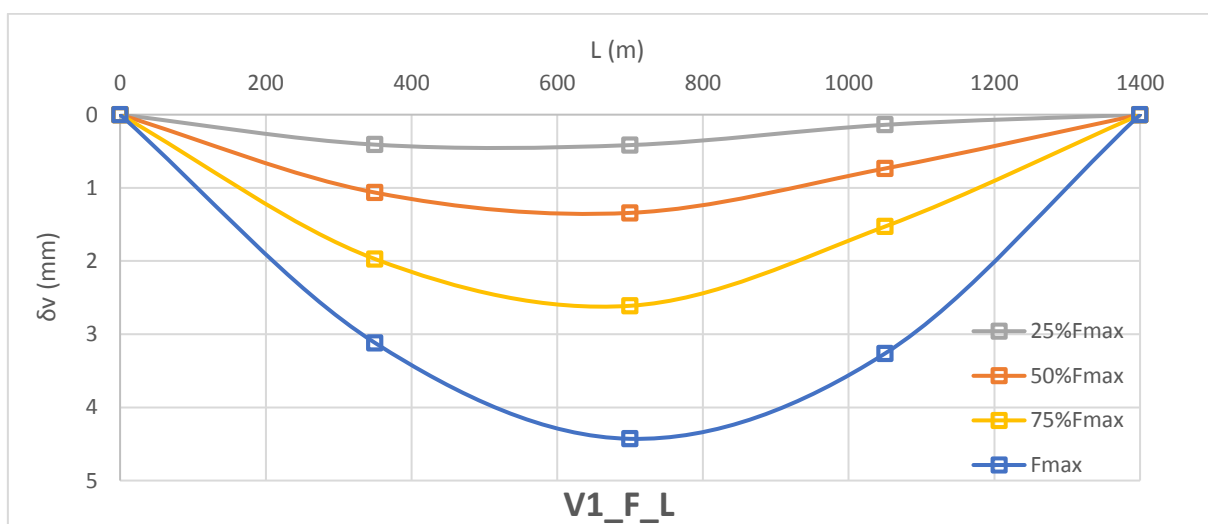


Figura 5.4 – Deformada da viga V1_F_L

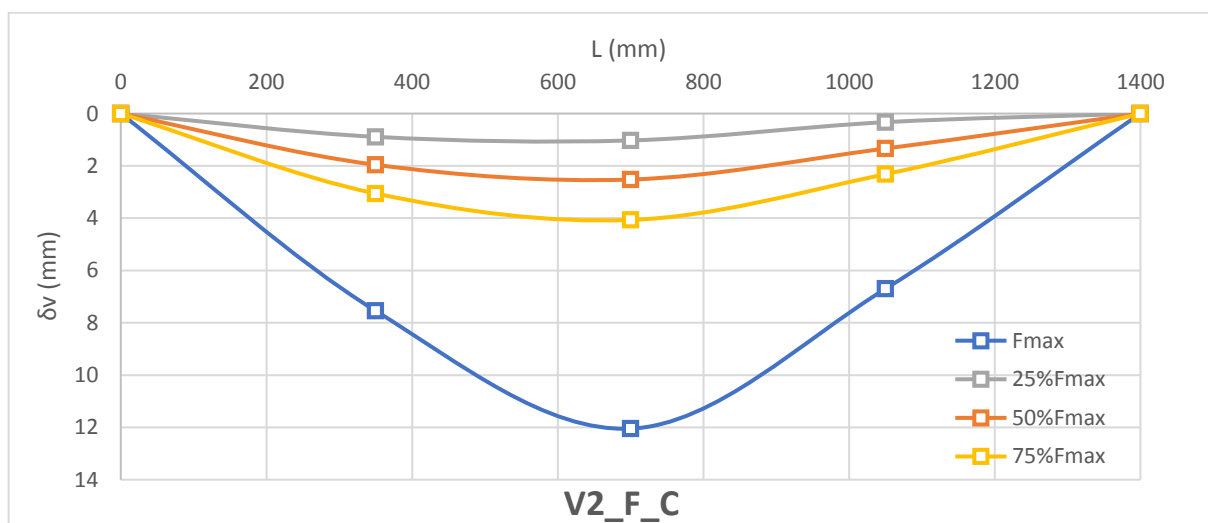


Figura 5.5 – Deformada da viga V2_F_C

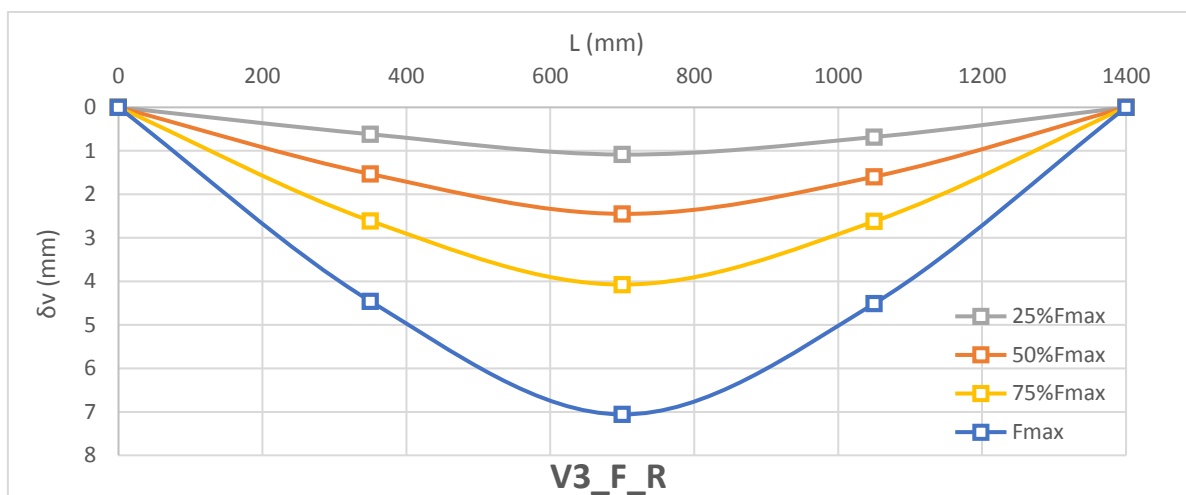


Figura 5.6 – Deformada da viga V3_F_R

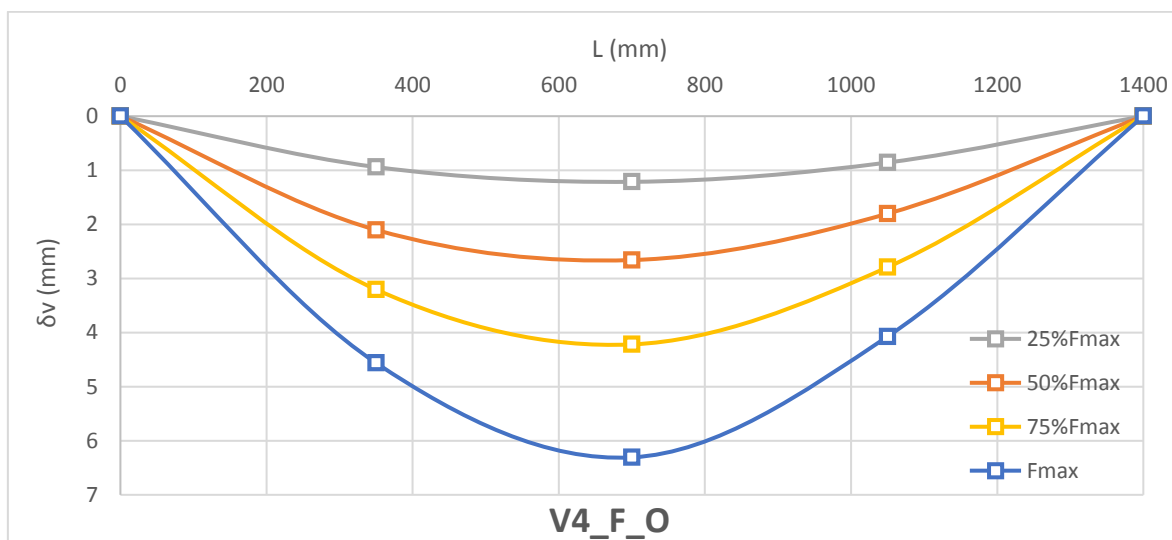


Figura 5.7 – Deformada da viga V4_F_O

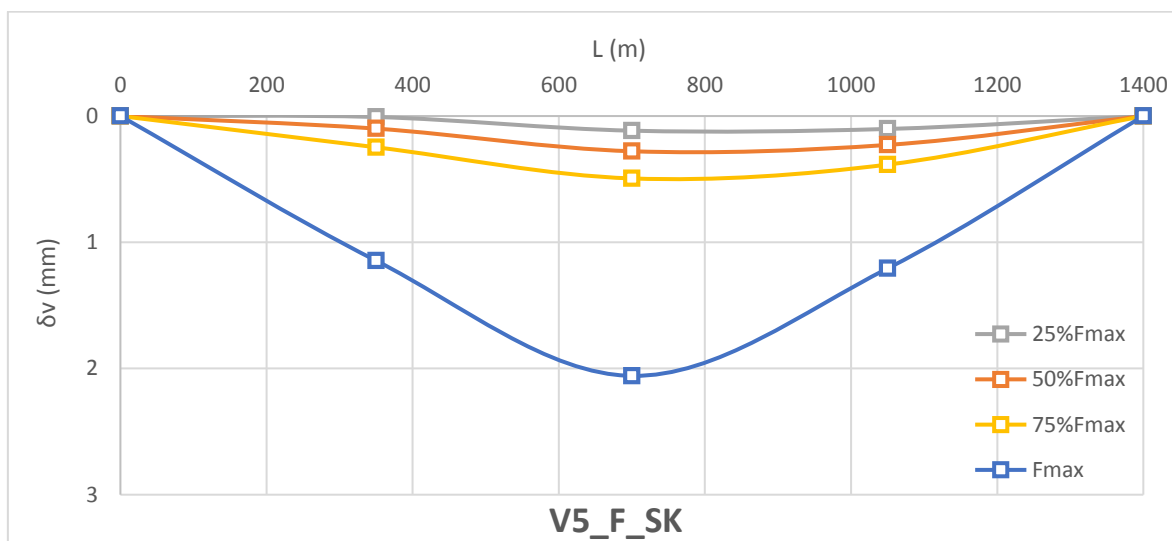


Figura 5.8 – Deformada da viga V5_F_SK

Analisando as figuras anteriores, as vigas reforçadas com a *superskin* em UHPC apresentam para a carga máxima aplicada uma deformação inferior à viga de referência em betão leve (V0_F_Ref). Podemos verificar que a variação da deformação é mais significativa após a aplicação de 75% da carga máxima, devido à perda de rigidez associada ao aumento da fendilhação e, posteriormente, devido à cedência das armaduras.

Comparando as vigas reforçadas com a *superskin*, verificamos que a V2_F_C apresenta uma maior deformação para a carga máxima aplicada. Do diagrama de carga-deslocamento verifica-se que esta viga atingiu uma carga máxima para uma deformação de 15 mm, sendo que no “Estado III” o troço reto apresenta uma inclinação ascendente ao contrário das restantes vigas ensaiadas.

De seguida é apresentado o diagrama da deformada das diversas vigas para uma carga fixa de 75 kN de forma a ser perceptível a variação da deformação para a mesma carga aplicada e assim perceber-se a diferença de rigidez entre as vigas (Figura 5.9).

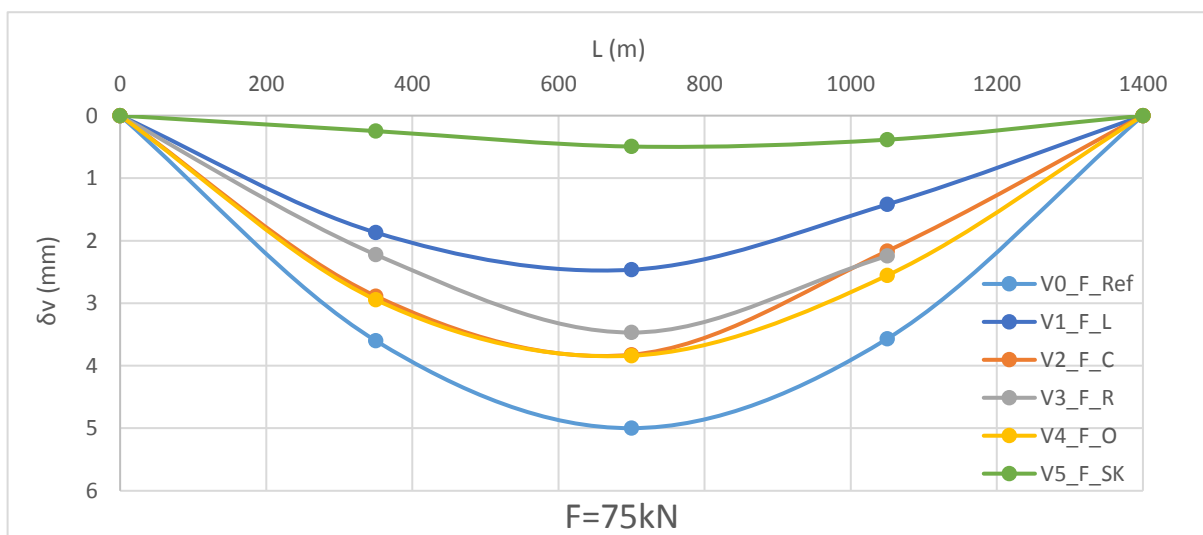


Figura 5.9 – Deformação para $F = 75$ kN

Da deformada apresentada para uma carga de 75 kN podemos concluir facilmente que a V0_F_Ref apresenta menor rigidez quando comparada com as restantes vigas, verificando-se que a aplicação da *superskin* contribui para aumentar a rigidez das vigas. A V1_F_L apresenta maior rigidez relativamente às vigas reforçadas.

No entanto, não deixa de ser curioso o facto da viga V2_F_C apresentar, no lado direito, uma tendência de deformação diferente das restantes vigas. Este fato poderá estar relacionado com os conectores, ligação entre os diferentes betões, impedindo o descolamento da camada de recobrimento naquela zona, limitando a fendilhação do betão e consequente redução da rigidez da viga.

Do gráfico podemos perceber claramente que o aumento de rigidez nas vigas reforçadas é notório quando comparados com a viga de referência. Este resultado já era esperado, pois o UHPC apresenta um elevado módulo de elasticidade quando comparado com os betões estruturais de agregados leves (BEAL) ou mesmo os betões de dimensões normais (BDN).

5.3. Análise do Momento Resistente

Neste subcapítulo são apresentados e analisados os valores de momento teórico máximo e momento máximo experimental, bem como a relação entre os valores de momento e curvatura.

5.3.1. Momento Teórico

Inicialmente, foram calculados os momentos resistentes teóricos (M_{teo}) das vigas ensaiadas à flexão, de forma a podermos comparar o momento teórico com o momento experimental.

De referir que, os valores característicos dos betões utilizados (e.g. f_{ck}), usualmente propostos pelos regulamentos (e.g. EC2), foram substituídos pelos valores médios obtidos através dos ensaios do betão aos 28 dias e convertidos para a resistência em provetes cilíndricos (e.g. $f_{cm,cil}$), de forma a obter uma comparação o mais aproximada possível relativamente à análise experimental.

O valor da altura útil da secção (d) foi medido em cada viga ensaiada de modo a minimizar possíveis erros do posicionamento das armaduras.

M_{teo} – Viga de Referencia (V0_F_REF)

O valor de cálculo do momento resistente teórico da viga V0_F_Ref foi calculado através da distribuição retangular equivalente de tensões de compressão, apresentado na Figura 5.10, segundo procedimento preconizado no EC2, como simplificação do diagrama real.

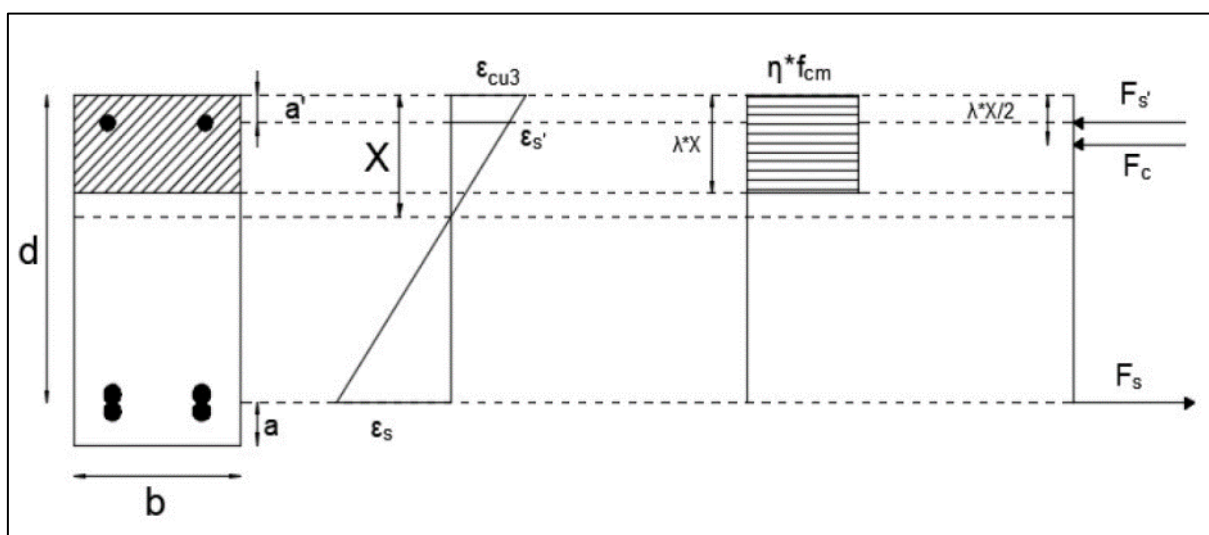


Figura 5.10 – Distribuição tensões para cálculo do M_{teo} (Martins,2018)

Assim, o valor de M_{teo} foi calculado através da seguinte expressão:

$$M_{teo} = F'_s \times (d - a') + F_c \times \left(d - \frac{\lambda x}{2}\right) \quad (5.2)$$

Onde:

F'_s força da armadura comprimida (kN);

F_c força do betão leve (kN);

d altura útil da secção (m);

x profundidade do eixo neutro (m);

a' distancia entre a armadura e a face superior da secção (m);

λ / η coeficientes EC2 (neste caso os coeficientes são 0,8 e 1,0 respetivamente)

M_{teo} – Vigas com SuperSkin

O cálculo do momento resistente teórico das vigas reforçadas com a *superskin* em UHPC foram calculadas através da distribuição retangular equivalente de tensões de compressão, tal como a viga anterior, mas considerando a contribuição adicional da força de tração resultante da utilização de fibra metálicas na *superskin* (UHPC) adotado do *Model Code 2010*.

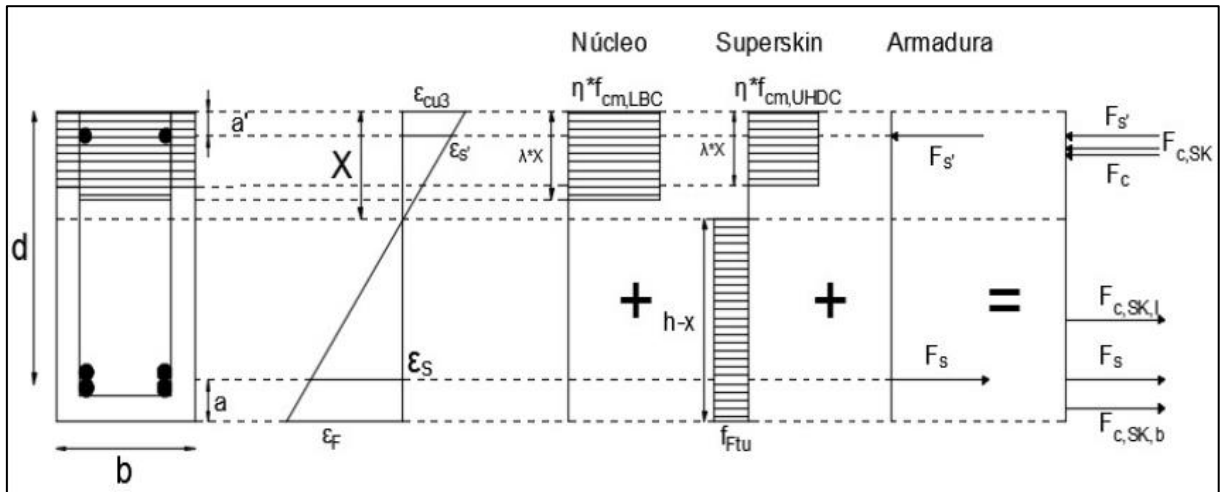


Figura 5.11 – Distribuição de tensões para cálculo do M_{teo} (Martins,2018)

Assim, o valor de M_{teo} foi calculado através da seguinte expressão:

$$M_{teo} = F'_s \times (d - a') + F_c \times \left(d - \frac{\lambda x}{2}\right) + F_{c,SK} \times \left(d - \frac{\lambda x}{2}\right) - F_{c,SK,l} \times \left((d - x) - \frac{h-x}{2}\right) + F_{c,SK,b} \times \left(a - \frac{c}{2}\right) \quad (5.3)$$

Onde:

- F'_s força da armadura comprimida (kN);
 F_c força do betão leve (kN);
 $F_{c,sk}$ força no UHPC comprimido (kN);
 $F_{c,SK,l}$ força no UHPC tracionado das laterais da secção (kN);
 $F_{c,SK,b}$ força no UHPC tracionado da base da secção (kN);
 d altura útil da secção (m);
 x profundidade do eixo neutro (m);
 a' distância entre a armadura e a face superior da secção (m);
 a distância entre a armadura e a face inferior da secção (m);
 c espessura da camada de recobrimento na base, 20 mm;
 λ / η coeficientes EC2

Os valores dos momentos teóricos, bem como os valores de profundidade do eixo neutro (x), distância entre armaduras e faces da secção, forças da armadura, betão leve e UHPC são apresentadas no Quadro 5.2.

No cálculo dos valores de M_{teo} , a posição do eixo neutro (x) desempenha um papel preponderante. A tendência será a de o valor de x diminuir com o aumento da resistência na zona comprimida, mas com a inclusão da fibras, na parte tracionada, e contribuindo para a camada de recobrimento resistir também na zona tracionada, a profundidade do eixo neutro poderia aumentar um pouco.

Quadro 5.2 – Valores do Momento Teórico

Viga	X (m)	M_{teo} (kN.m)
V0_F_Ref	0,0401	34,507
V1_F_L	0,0322	34,769
V2_F_C	0,0333	36,023
V3_F_R	0,0328	35,757
V4_F_O	0,0328	35,225
V5_F_SK	0,0198	7,313

Pela observação do Quadro 6.2 verifica-se que a viga de referência tem maiores valores de x e as vigas com *superskin* menores valores de x , devido ao aumento da sua resistência na zona comprimida. Poderão existir pequenos desvios dos valores relacionados com as dispersões nas dimensões das vigas, que são apresentadas no Anexo A da presente dissertação.

As expressões de cálculo utilizadas para determinação do M_{teo} da viga de referência e das vigas com recobrimento são descritas com mais detalhe no Anexo C da presente dissertação.

5.3.2. Momento Máximo

O momento máximo experimental ($M_{m\acute{a}x}$) foi obtido através do diagrama de esforços considerando a $F_{m\acute{a}x}$ do atuador aplicado sobre as vigas ensaiadas. Assim, o momento máximo experimental é dado pela seguinte expressão:

$$M_{m\acute{a}x}(kN.m) = 0,3375 \times F_{max} \quad (5.4)$$

No Quadro 6.3 são apresentados os valores do momento máximo experimental ($M_{m\acute{a}x}$).

Quadro 5.3 – Valores máximos do momento experimental

Viga	M_{max} (kN.m)
V0_F_Ref	32,886
V1_F_L	35,225
V2_F_C	35,574
V3_F_R	38,803
V4_F_O	36,621
V5_F_SK	7,153

Do quadro dos valores experimentais do momento fletor, é possível verificar que os valores de resistência à flexão ($M_{m\acute{a}x}$) aumentam com a utilização do recobrimento em UHPC quando comparado com a respetiva viga de referência, sendo este resultado esperado. Podemos também afirmar que existe uma sobreposição de efeitos, quando somamos o momento fletor máximo da V0_F_REF e da V5_F_SK, verifica-se que o valor do momento resistente é muito próximo do obtido nas vigas com *superskin*. Para que a comparação seja directa, teríamos de subtrair na viga de referência o contributo do recobrimento em BEAL.

5.3.3. M_{teo} vs. $M_{m\acute{a}x}$

Neste subcapítulo é possível, através da relação entre o momento máximo experimental e o momento teórico, $M_{m\acute{a}x}/M_{teo}$, estudar a relação entre valores máximos obtidos experimentalmente e dos valores teóricos calculados para a rotura (Quadro 5.4).

Quadro 5.4 – Relação M_{max}/M_{teo}

Viga	$M_{teo}/M_{m\acute{a}x}$
V0_F_Ref	1,05
V1_F_L	0,99
V2_F_C	1,01
V3_F_R	0,92
V4_F_O	0,96
V5_F_SK	1,04

Da análise do Quadro 5.4, percebemos que a previsão inicial da resistência à flexão foi aproximada. Podemos verificar que a V3_F_R e V4_F_O apresentam um momento teórico inferior ao momento experimental, podendo indicar que houve na parte final do ensaio algum descolamento da *superskin*. Na V1_F_L e V2_F_C apresentam um momento teórico idêntico ao experimental, sugerindo que não houve qualquer problema na ligação entre os dois betões. No entanto, a viga de referência apresenta um valor teórico superior ao experimental, tal como a viga produzida apenas com a *superskin*. Regra geral, os valores teóricos foram inferiores aos experimentais, podendo este valor estar diretamente relacionado com os valores usados na caracterização do betão para a previsão do momento teórico.

5.3.4. Relação Momento – Curvatura

Nesta secção apresentam-se os gráficos de momento - curvatura, $M - 1/r$, obtidos através de transdutores de deslocamento horizontais colocados na seção crítica da viga, isto é, na zona de momentos máximos. O comprimento adotado para a região crítica foi de 0,24m, ou seja, cada LVDT horizontal encontrava-se fixo a 0,12m do ponto de simetria da viga (Figura 5.12).

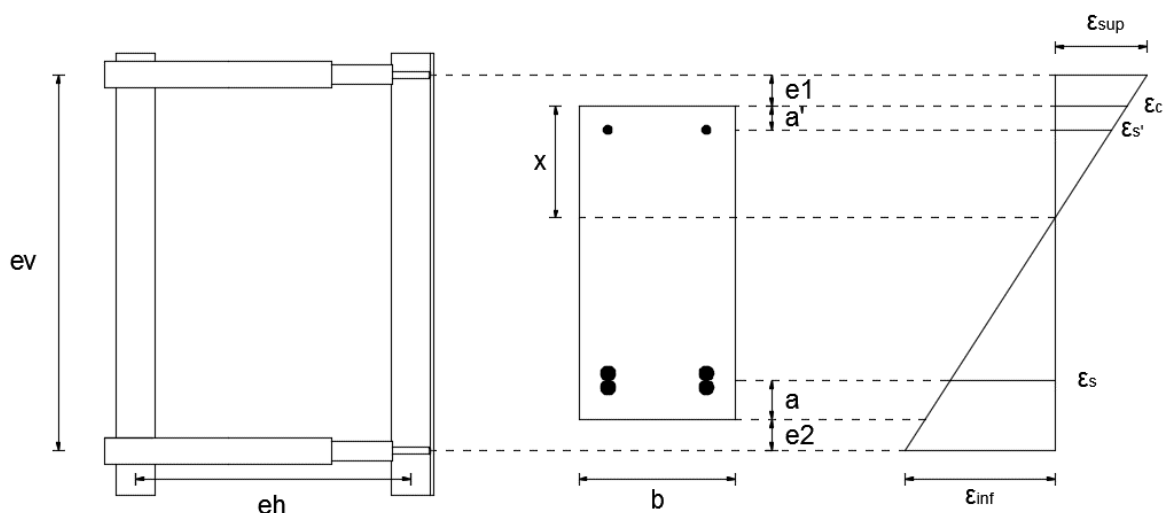


Figura 5.12 – Diagrama de Momento – Curvatura (Silva, 2015)

Assim, para o cálculo dos valores de curvatura considerou-se a expressão seguinte, porque a curvatura corresponde à inclinação da reta das extensões:

$$\frac{1}{r} (m^{-1}) = \frac{|\varepsilon_s| + |\varepsilon_c|}{d} \quad (5.5)$$

Onde:

- $1/r$ curvatura da seção (m^{-1});
- ε_c valor da extensão no betão na fibra mais comprimida;
- ε_s valor da extensão na armadura tracionada;
- d altura útil da seção (m).

A forma de instrumentação utilizada permite, determinar os valores das extensões em qualquer ponto ao longo da altura da viga, tendo por base a hipótese da conservação das secções planas (Bernoulli), para qualquer instante do ensaio.

Os valores obtidos para a curvatura, média da zona crítica das vigas, encontram-se nos diagramas $M-1/r$ da Figura 5.13.

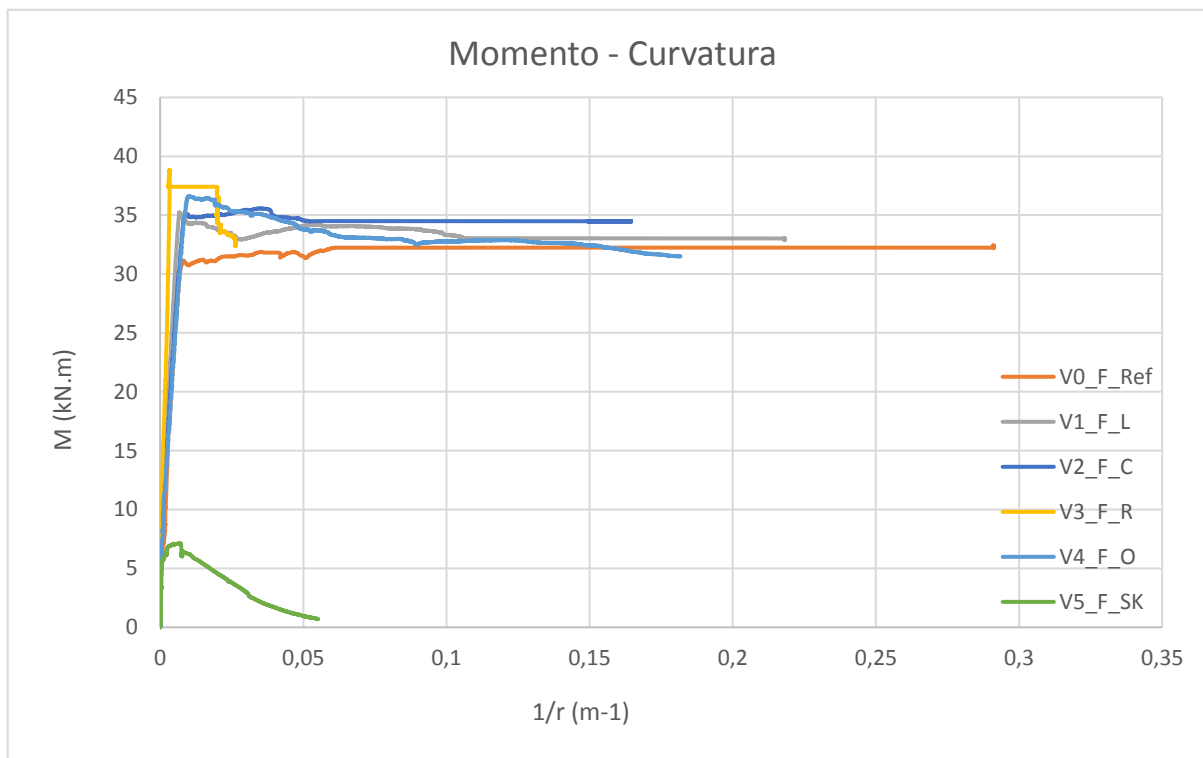


Figura 5.13 – Diagrama de Momento - Curvatura

Da análise da Figura 5.13 e tendo em conta que o desenvolvimento das curvas $M-1/r$ é semelhante ao diagrama de $F-\delta$, observamos, apesar de não ser muito perceptível, que as vigas reforçadas com a *superskin* apresentam maior rigidez, logo curvatura inferior à viga de referência em BEAL.

Do gráfico é perceptível, que a V3_F_R apresenta maior rigidez do que as restantes. Este fenómeno é explicado pelo destacamento dos LVDTs aquando da realização do ensaio experimental.

Na Figura 5.14 é apresentado o posicionamento dos LVDTs horizontais, de forma a calcular a curvatura ($1/r$) experimental e respetivo diagrama de Momento – Curvatura.

Todos os procedimentos e expressões de cálculo utilizados (incluindo as expressões dos cálculos intermédios), para determinar a curvatura das vigas, apresentam-se em pormenor no Anexo E.

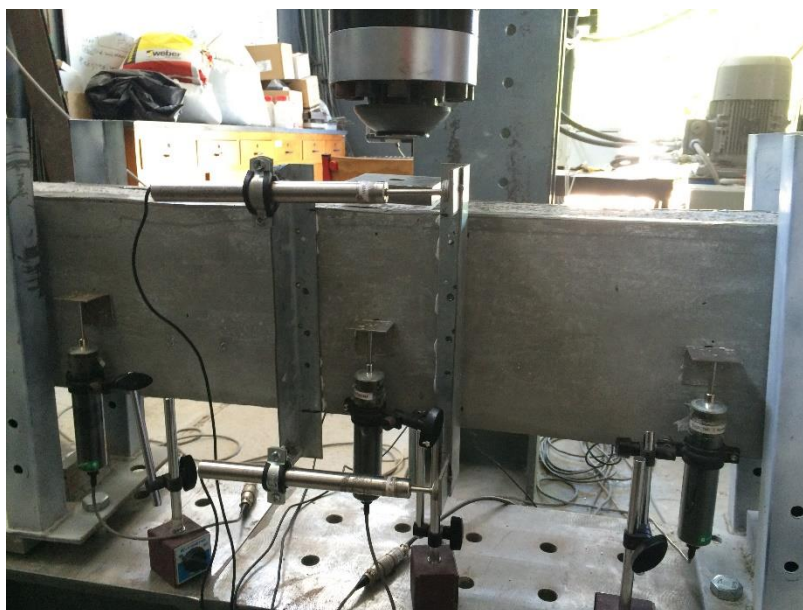


Figura 5.14 – Posicionamento dos LVDTs horizontais

5.4. Análise da Rigidez

A rigidez à flexão de um elemento (EI) é dada pelo produto entre o módulo de elasticidade do material e a inércia da secção homogénea equivalente, ou seja, quanto maior for o módulo de elasticidade do betão, quer ou a inércia da secção, maior será a rigidez das vigas. A percentagem de armadura longitudinal também influencia a rigidez, visto que quanto maior for o A_s maior rigidez terá a viga.

Normalmente, a rigidez da viga vai diminuindo com o aumento da carga, por consequência da evolução da extensão dos materiais, levando ao aparecimento em primeiro lugar das fendas e depois devido à cedência das armaduras.

Assim, a análise será efetuada por duas fases: “Estado I” e “Estado II”, isto é, para o estado não fendilhado e estado fendilhado, respetivamente. Deste modo será apresentada uma previsão para a rigidez teórica da viga e para a rigidez experimental, sendo posteriormente efetuado uma comparação entre elas.

5.4.1. Rigidez Teórica

O cálculo da rigidez teórica ($EI_{I,teo}$ e $EI_{II,teo}$) foi efetuada de forma idêntica para todas as vigas, quer para a viga de referência, quer para as vigas com a *superskin*, com pequenas diferenças.

A previsão teórica do valor de rigidez para o Estado I ($EI_{I,teo}$) é mais simples do que o Estado II ($EI_{II,teo}$), sendo considerada a totalidade da seção do betão homogeneizada, uma vez que nesta fase ainda não ocorreu a fendilhação do betão. Para o Estado II ($EI_{II,teo}$), o cálculo é mais

complexo visto que a seção já se encontra fendilhada, na zona tracionada, sendo contabilizado a inércia da seção do betão apenas da zona comprimida.

Os expressões de cálculo utilizadas para determinar a $EI_{I,teo}$ e $EI_{II,teo}$ das vigas ensaiadas à flexão, são apresentados no Anexo F.

No Quadro 5.5, são apresentados os valores da $EI_{I,teo}$ e da $EI_{II,teo}$.

Quadro 5.5 – Valores teóricos da rigidez

Viga	$EI_{I,teo}$ (kN.m ²)	$EI_{II,teo}$ (kN.m ²)
V0_F_REF	3429,47	1783,15
V1_F_L	4666,82	1922,06
V2_F_C	4619,74	1798,57
V3_F_R	4653,98	1890,83
V4_F_O	4716,81	1991,62

Da análise do Quadro 5.5 verifica-se que a *superskin* confere à viga um aumento de rigidez à flexão, quer no “Estado I” quer no “Estado II”, como era expectável. Podemos observar que no “Estado I”, as vigas com *superskin* apresentam uma rigidez quando comparadas com a viga de referência. Estes resultados eram expectáveis, visto que a taxa de armadura é idêntica em todas as vigas produzidas associado ao elevado módulo de elasticidade do UHPC comparativamente com o BEAL. No “Estado II” conforma-se o que era esperado, as vigas com recobrimento em UHPC apresentam maior rigidez. A diferença de rigidez nas vigas com *superskin*, em termos teóricos, e partindo do pressuposto que não houve descolamento da camada de recobrimento relativamente ao núcleo, não é muito acentuada, provavelmente devido às diferenças geométricas na produção das vigas.

Assim, falta ainda perceber se os valores experimentais para a rigidez à flexão revelarão as mesmas evidências constatadas neste subcapítulo.

5.4.2. Rigidez Experimental

A rigidez à flexão experimental é dada pelo declive de duas retas traçados no diagrama $M - 1/r$, uma para o troço reto antes da fendilhação, que corresponde ao Estado I e outra relativa ao troço reto após a fendilhação e antes da plastificação das armaduras, relativo ao Estado II. No entanto, como os diagramas apresentam dispersões iniciais consideráveis, torna-se difícil a identificação da transição entre o “Estado I” e o “Estado II” no diagrama $M-1/r$ de forma exata. Assim, na determinação do $EI_{II,exp}$ foi considerados estes condicionalismos e utilizando apenas os pontos que variam entre 40% e 80% do $M_{máx}$. Posteriormente determinou-se a reta que melhor se ajustava a esse conjunto de pontos. Este critério foi definido para garantir uniformidade na metodologia utilizada na determinação do $EI_{II,exp}$.

Sendo que os diagramas do $M-1/r$ já foram apresentados anteriormente no Subcapítulo 5.3.4, como exemplo do método adotado para o cálculo da rigidez experimental será apresentado o diagrama da viga V2_F_L (Figura 5.15).

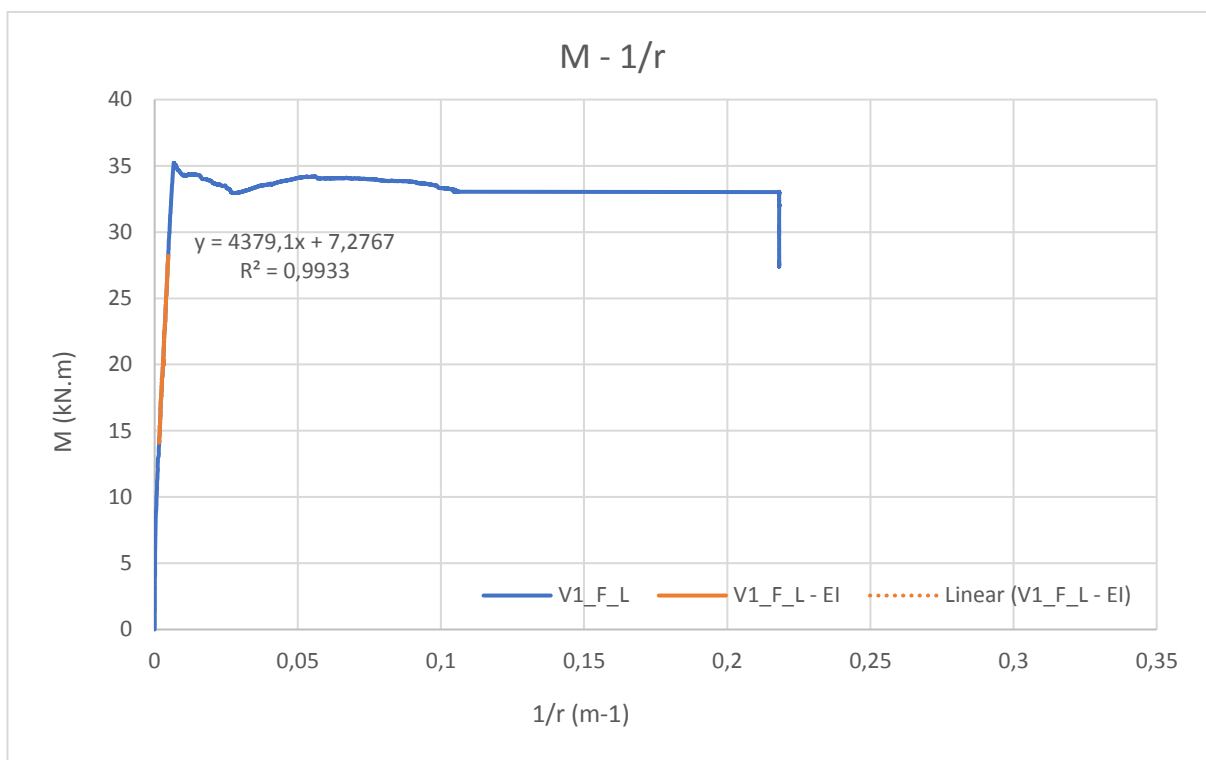


Figura 5.15 – Diagrama $M-1/r$ para análise da rigidez experimental – V2_F_L.

Deste modo, traçou-se uma reta de tendência (para o “Estado II”), sobre a curva experimental de $M-1/r$, obtendo-se desta o valor do declive, que corresponde à rigidez para esse estado pela seguinte expressão 5.6:

$$1/r \text{ (m}^{-1}\text{)} = \frac{M}{EI} \quad (5.6)$$

No Quadro 5.6 são apresentados os valores da rigidez no Estado II determinados experimentalmente.

Quadro 5.6 – Valores experimentais da rigidez

Viga	$EI_{II,exp}$ (kN.m ²)
V0_F_REF	3924,50
V1_F_L	4379,10
V2_F_C	3620,90
V3_F_R	8474,60
V4_F_O	3546,00
V5_F_SK	2928,20

Da análise do Quadro 5.6, observamos que os valores são demasiado elevados para o que era esperado. Para o “Estado II” era previsível que a rigidez experimental, devido à contribuição do betão entre fendas, apresentasse um valor superior ao valor teórico, isto é, o betão entre

fendas não considerado no cálculo teórico contribuísse para o aumento da rigidez. Todavia, os valores do Quadro 5.6 não devem ser considerados como válidos, houve certamente problemas nas leituras dos deslocamentos horizontais. Deve referir-se que durante o ensaio detetaram-se problemas na fixação das cantoneiras que suportavam os LVDT's.

5.5. Fendilhação e Tipo de Rotura

Neste subcapítulo efetua-se uma descrição da evolução da fendilhação das vigas em flexão. A incorporação de fibras na superskin irá originar um padrão de fendilhação diferente da viga de referência, as fibras irão limitar a abertura de fendas numa fase do ensaio, comparativamente com a situação sem fibras.

De forma a facilitar a compreensão da evolução da fendilhação ao longo do ensaio nas vigas sujeitas à flexão, é apresentada na curva F- δ os pontos, para diversos níveis de carga, onde foi realizado o registo fotográfico da fendilhação.

Na Figura 5.16, a título de exemplo, apresenta-se o diagrama F- δ da Viga V0_F_REF tendo-se assinalado os seguintes pontos: 75% da $F_{m\acute{a}x}$, $F_{m\acute{a}x}$ e a F_{rotura} .

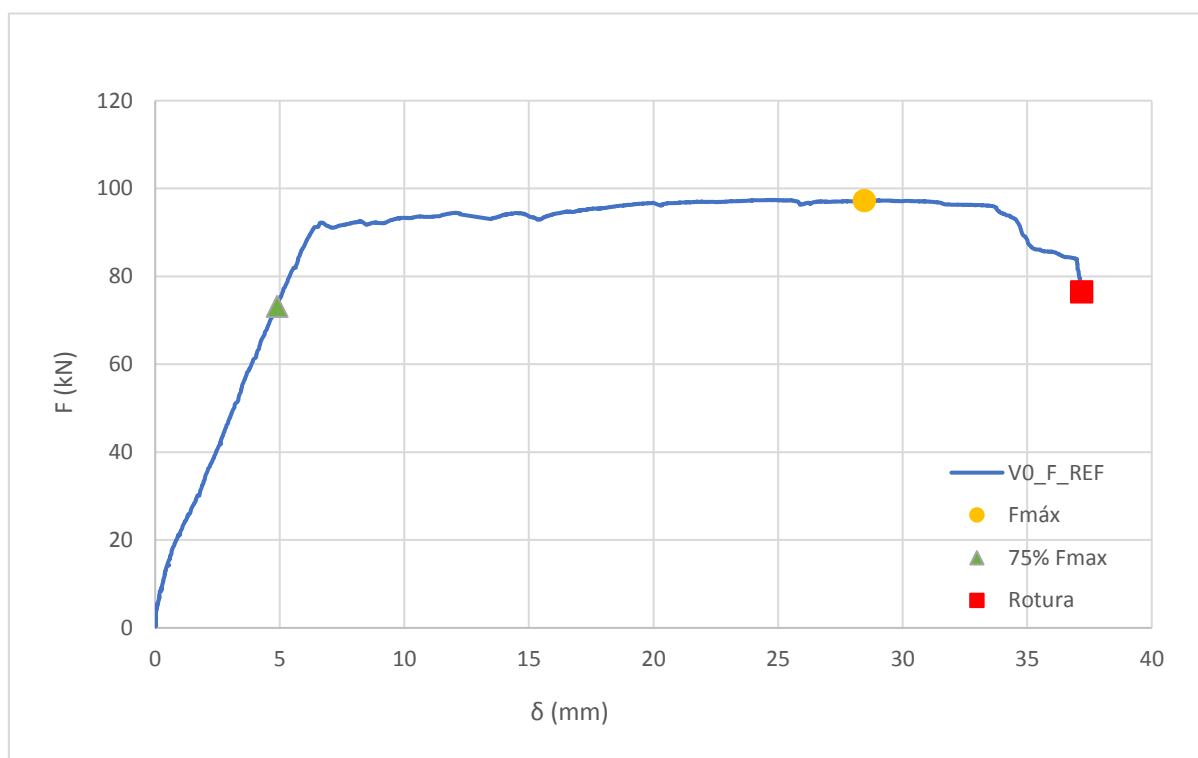
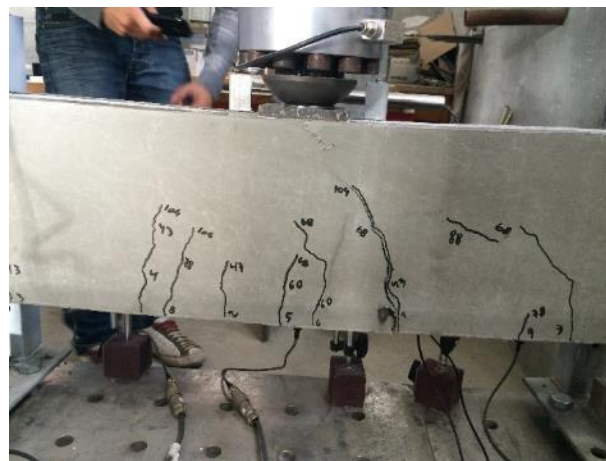


Figura 5.16 – Diagrama F- δ (V0_F_REF)

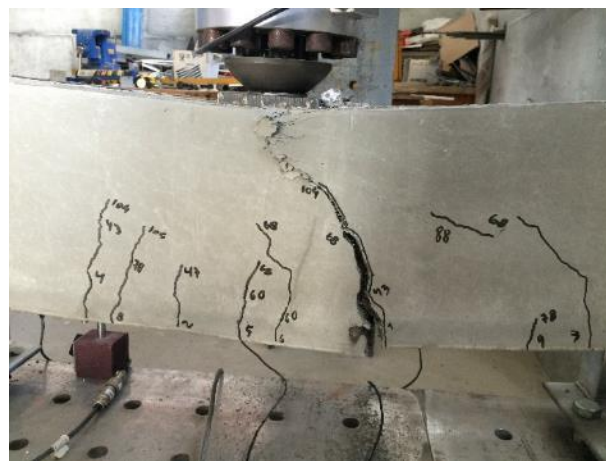
Assim, nas Figuras 5.17 a 5.19 é apresentada o padrão de fendilhação de acordo com os pontos definidos anteriormente.



(a) 75%.Fmáx

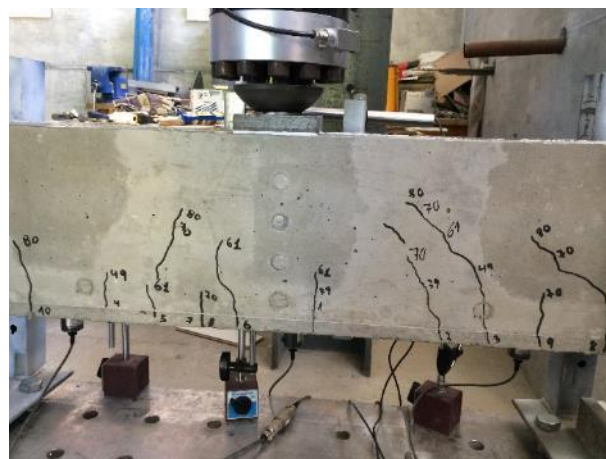


(b) Fmáx

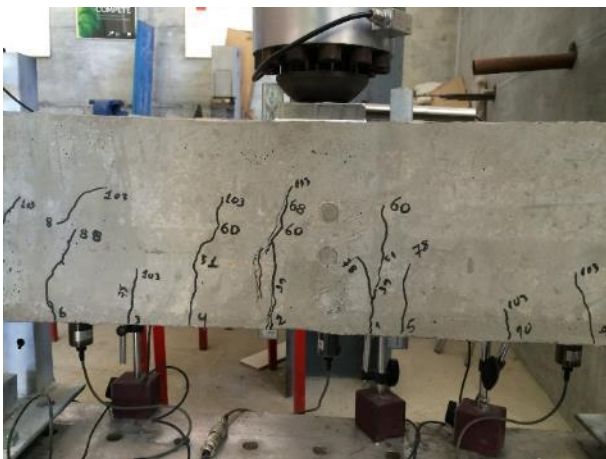


(c) Rotura

Figura 5.17 – Evolução da fendilhação V0_F_REF (Esquerda) e V1_F_L (direita)



(a) 75%.Fmáx



(b) Fmáx



(c) Rotura

Figura 5.18 – Evolução da fendilhação V2_F_C (Esquerda) e V3_F_R (direita)

(a) 75%.F_{máx}(b) F_{máx}

(c) Rotura

Figura 5.19 – Evolução da fendilhação V4_F_O (Esquerda) e V5_F_SK (direita)

Da análise das Figuras 5.17 a 5.19 conclui-se que:

- No momento de rotura, parece existir uma convergência das fendas para a zona mais comprimida (i.e. para a zona central);
- Aa viga de referência apresenta um maior número de fendas quando comparadas com as vigas com *superskin*. As vigas com *superskin* apresentam uma distribuição das fendas mais concentrada na zona central, sendo a abertura da fenda principal maior que as demais;
- Como a viga de referência apresenta maiores deformações que as vigas com recobrimento em UHPC verificou-se a existência de um maior destacamento do betão de recobrimento na zona de compressão. Esta diferença na zona comprimida pode também dever-se ao facto do recobrimento em UHPC conferir algum confinamento ao betão do núcleo.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo apresentam-se as conclusões obtidas ao longo da análise de resultados. São também indicadas algumas recomendações para estudos futuros, permitindo dar continuidade à análise efetuada na presente dissertação.

De salientar que as conclusões apresentadas neste documento são válidas para a situação de ensaio analisada, ou para situações com parâmetros semelhantes. Os resultados obtidos e as conclusões apresentadas não deverão, portanto, ser extrapolados para todos os casos de vigas de BEAL e UHPC, levando posteriormente a previsões de comportamento que não correspondem à realidade.

A formulação de conclusões resultantes de um trabalho experimental é um dos pontos mais importantes de um trabalho de investigação, pois estas representam a síntese do trabalho efetuado e a crítica dos resultados obtidos comparando com os resultados teóricos. Pode ainda apreciar-se se os objetivos propostos foram, ou não, atingidos.

O presente trabalho teve como objetivo principal testar o conceito de *superskin* em elementos estruturais, neste caso vigas, utilizando um betão de ultra elevada resistência (UHPC) para o recobrimento, desenvolvido em estudos anteriores. A *superskin* foi associada a elementos de betão leve (BEAL), de forma a proporcionar uma solução com elevada durabilidade e alta performance conseguida através do UHPC.

6.1. Principais Conclusões

De acordo com os ensaios experimentais e da análise dos resultados podemos elaborar as seguintes conclusões:

- Da relação $F-\delta$ verificou-se que a capacidade de cargas das seis vigas ensaiadas é diferente. As vigas com recobrimento em UHPC apresentam uma maior capacidade resistente quando comparadas com a viga de referência, apresentando maiores valores de $F_{m\acute{a}x}$ no entanto, apresentam menor deformação.
- Visto que os $M_{m\acute{a}x}$ estão diretamente relacionados com a carga aplicada, isto é, $F_{m\acute{a}x}$, a tendência mantém-se, sendo que a *superskin* confere às vigas uma maior resistência à flexão, conforme esperado.
- Na análise da relação entre a previsão do momento resistente (M_{teo}) e o valor obtido experimentalmente ($M_{m\acute{a}x}$), verifica-se que os valores teóricos são inferiores aos valores experimentais, exceto no caso da viga de referência.
- A curvatura foi analisada através da instrumentação dos LVDT's horizontais acoplados na zona crítica da viga, isto é, a meio vão. Os valores obtidos experimentalmente para a curvatura são inferiores nas vigas com *superskin* quando comparados com a viga de referência, devido ao aumento da rigidez da viga.
- Quanto à rigidez à flexão determinada experimentalmente apenas para o “Estado II”, registaram-se valores muito superiores ao esperado, suscitando algumas questões sobre

a validade dos mesmos. Todavia, concluiu-se com base em várias relações, $F-\delta$ e $M-1/r$ que o recobrimento em UHPC confere à viga um aumento de rigidez.

- Relativamente ao tipo de rotura, verifica-se que as vigas com *superskin* apresentam uma menor distribuição das fendas, estando estas concentradas na zona central da viga e maior abertura da fenda principal. Na viga de referência observa-se que a fissuração é maior, com destacamento do betão comprimido e maior número de fendas.

Em termos gerais, com base nas seis vigas ensaiadas, verificou-se que os diferentes tipos de ligação entre o betão do núcleo (BEAL) e a camada de recobrimento (UHPC), não influenciaram de forma muito distinta, o comportamento à flexão das vigas. Surpreendentemente a viga com interface lisa entre betões teve um comportamento semelhante às restantes vigas, não se registando o descolamento da camada de recobrimento, como inicialmente se previa. Verificou-se também, como esperado, que as vigas com *superskin* tiveram um aumento de rigidez e um aumento de resistência, relativamente à viga de referência. Por fim, recorda-se que a aplicação da *superskin*, além de trazer alguns benefícios ao comportamento à flexão das vigas, como se referiu anteriormente, permite também aumentar significativamente a durabilidade das vigas, devido à sua matriz ultradensa.

Para finalizar, as conclusões apresentadas neste capítulo permitem consolidar e complementar as considerações apresentadas ao longo da análise de resultados. Importante referir que os trabalhos experimentais realizados conduziram, regra geral, a resultados bastante interessantes, podendo afirmar-se resumidamente que o conceito de *superskin*, usando um betão de ultra elevado desempenho, aumenta a resistência a nível estrutural e rigidez à flexão, bem como a baixa propagação de fendas, importantes nos estados últimos de serviço.

De referir que a aplicação deste sistema na construção propriamente dita, poderá ser uma vantagem, na pré-fabricação de elementos estruturais, em que o UHPC funcionará como *superskin*, aumentando a durabilidade das estruturas, quer às ações externas, quer às ações internas. A sua aplicação na reabilitação em geral, será também interessante do ponto de vista estrutural e ecológico, permitindo reforçar os elementos estruturais existentes da mesma forma que permite aumentar a sua durabilidade.

6.2. Desenvolvimentos Futuros

Aquando da produção e realização dos ensaios laboratoriais das vigas ensaiadas à flexão, foram também produzidas e ensaiadas vigas ao esforço transversal, em curta e longa duração bem como vigas à flexão em longa duração, de forma a estudar a deformação e o padrão de fendilhação. Foram ainda produzidas e ensaiadas lajes com *superskin* para estudar a sua influência na resistência ao puncoamento. Estas completam a dissertação apresentada, permitindo assim, concluir o seu efeito nos diversos parâmetros de dimensionamento de estruturas.

Futuramente, seria interessante inovar a utilização do UHPC, visto que o seu potencial é enorme. Assim, apresentam-se possíveis projetos a desenvolver num futuro próximo:

- Utilização de outro tipo de fibras no UHPC (e.g. fibras de vidro);
- Estudo de custos quando comparado a utilização de BEAL/BDN e recobrimento em UHPC;
- Ensaaios com diferentes tipos de betão no núcleo;
- Comportamento estrutural de recobrimento em pilares e outros elementos construtivos em UHPC, seja estes pré-fabricados ou *in-situ*;
- Ensaaios com vigas, variando o tipo de carga aplicada;
- Efetuar análise fotogrametria da deformação das vigas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ACI Committee 363 (1995). State of the art Repot on High Strength Concrete, American Concrete Institute, USA.
2. NP EN 12390 (2009). Ensaaios de betão endurecido. Parte 5: Resistência à flexão de provetes. IPQ, Portugal
3. NP EN 12390-6 (2011). Ensaaios de betão endurecido. Parte 6: Resistência à tração por compressão de provetes. IPQ, Portugal.
4. NP ENV 206:2003 (2003). Betão – Comportamento, produção e critérios de conformidade. IPQ, Portugal
5. Association Française de Génie Civil (2002). Interim Recommendations for Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes.
6. ACI Committee 318 (2008). ACI 318R-08; Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary”; ACI - American Concrete Institute, Farmington Hills (2008).
7. ACI Materials Journal (2010), vol. 107 (1): pp 31-36.
8. Oliveira, D. V.; Costa, B.; Loureiro, C.; Coelho, N.; Moreira, N. (2009). Desenvolvimento de reforço sísmico usando FRP: aplicação a um pilar pré-fabricado de betão. Revista da Associação Portuguesa de Análise Experimental de Tensões. Vol. 17, p. 19-27.
9. SILVA, B. M. M. (2007) – “Betão leve estrutural com agregados de argila expandida.” Porto: FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Dissertação de Mestrado.
10. Marques et. al. (1999). BLER utilizado no reforço da ponte 25 de Abril. Betão – Revista da APEB.
11. Arlita (2001). Dossier técnico: Hormigón ligero estructural – ARLITA.
12. Fergestad (2000). LWC in Norwegian bridges. Congresso do ACI, E.U.A.
13. Maage et al. (1998). Chloride penetration into concrete with LWA. EuroLightCon,Noruega.

14. Cruz, P. (2000). Betões leves de elevado desempenho: Propriedades e aplicações estruturais. 1º Congresso Nacional da Indústria de Pré-Fabricação em Betão, Porto.
15. Demirbo, R.; Gul, R. (2003). The effects of expanded perlite aggregate, silica fume and fly ash on the thermal conductivity of lightweight concrete. *Cement and Concrete Research*, Vol. 33, nº5, p. 723-727.
16. Rutledge, S.E.; Neville, A.M.(1966): “The influence of cement paste content on the creep of lightweight aggregate concrete”; *Magazine of Concrete Research* (1966), vol. 18 (55): pp. 69-74.
17. Neville, A.M. (1981). *Properties of Concrete*. Third Edition, Longman Scientific & Technical, England.
18. EuroLightCon (1998). LWAC Material Properties State-of-the-Art. BE96-3942/R2.
19. Costa, H. (2012). Betões estruturais de agregados leves. Aplicações em pré-fabricação e reforços de estruturas. Tese de Doutoramento, FCTUC, Coimbra.
20. Costa, H. (2008). Composição e caracterização mecânica de betões estruturais de agregados leves. Tese de Mestrado, FCTUC, Coimbra.
21. Costa, H.; Lourenço, J. (2009). Betões de Agregados Leves de Argila Expandida Leca® -manual de composição e produção. Saint-Gobain Weber.
22. Lourenço, J., Júlio, E., Maranha, P. (2004). Betões de Agregados Leves de Argila Expandida. APEB, Lisboa (2004).
23. Silva, J. (2015). Comportamento ao corte e à flexão de vigas com betões incorporando nanopartículas. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Coimbra.
24. Videla, C.; Lopez, M. (2002). Effect of lightweight aggregate intrinsic strength on lightweight concrete compressive strength and modulus of elasticity. *Materiales de Construcción, SIC*, vol. 52 (265), pp. 23-37.
25. Cruz, P.; Jalali, S.; Magalhães, A. (2000). BETÕES LEVES – Estado do conhecimento e aplicações estruturais, Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho.
26. Holm, T. A.; Bremner, T. W. (1992). *High Strength Lightweight Concrete*. High Performance Concrete and Applications, Ed. S. Ahmad and S. P. Shah.

27. ACI 544.4R (1988). Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete. ACI Structural Journal, vol. 85, issue 5
28. Aïtcin, P.C. (1998). High Performance Concrete. E & FN SPON, Londres e Nova Iorque
29. Holm, T.A.; Bremner, T.W. (2000). State-of-the-Art Report on High-Strength, High-Durability Structural Low-Density Concrete for Applications in Severe Marine Environments. U.S. Army Corps of Engineers® - ERDC/SL, Washington.
30. Vitt, G. (2011). Understanding Steel Fibre Reinforced Concrete: Dramix® - Guidance to comprehending an extraordinary material. NV Bekaert SA, Zwevegem.
31. Prabhat Ranjan Prem; B.H. Bharatkumar; Nagesh R Iyer (2012). Mechanical Properties of Ultra High Performance Concrete. Vol:6, No:8
32. Graybeal B.A.; Hartman J.L. (2003). Ultra High-Performance Concrete – material properties. TRB Annual meeting, Washington, USA.
33. Graybeal, B.; Baby, F. (2013). Development of a Direct Tension Test Method for UHPFRC. ACI Materials Journal, Vol. 110, N.º 2, March–April 2013.
34. Juan Ángel López Martínez (2007). Characterisation Of The Tensile Behaviour Of Uhpfrc By Means Of Four-Point Bending Tests. PhD, Valencia, Espanha.
35. Orgass, Marko et. al. (2004). Fibre Reinforced Ultra-High Strength Concretes. Leipzig University of Applied Sciences, Leipzig, Germany.
36. Piotrowski, S.; Schmidt, M. (2012). Life Cycle Cost Analysis of a UHPC-Bridge on Example of Two Bridge Refurbishment Designs. Proceedings of Hipermat 2012 3rd International Symposium on UHPC and Nanotechnology for High Performance Construction Materials, Ed., Schmidt, M., Fehling, E., Glotzbach, C., Fröhlich, S., and Piotrowski, S., Kassel University Press, Kassel, Germany, 2012, pp. 957 – 964.
37. Graybeal, B. (2006). Material Property Characterization of Ultra-High Performance Concrete. FHWA, U.S. Department of Transportation, Report No. FHWA-HRT-06-103, McLean, VA, 2006.
38. Richard, P.; Cheyrezy, M. (1995). Composition of Reactive Powder Concretes. Cement and Concrete Research, 25, 1501-1511.
39. Cheyrezy, M. (1999). Structural Applications Of RPC. Concrete, London

-
40. Ribeiro, F, Nunes S. (2012). Betões de Elevado Desempenho Reforçado com Fibras. Encontro Nacional BETÃO ESTRUTURAL - BE2012.
 41. Almeida A. (2015). Formulação E Análise De Desempenho Do UHPC Reforçado Com Fibras Não Metálicas. Coimbra, Dezembro, 2015
 42. Shi, C.; Mo, Y. (2008). Engineering Materials for Technological Needs. Vol. 1, HighPerformance Construction Materials: Science and Applications. Singapore: World Scientific, 431 p. ISBN-10 981-279-735-1.
 43. Staquet, S.; Espion, B. (2004). Early-Age Autogenous Shrinkage of UHPC Incorporating Very Fine Fly Ash or Metakaolin in Replacement of Silica Fume. Proceedings of the International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Ed., Schmidt, M., Fehling, E., and Geisenhanslüke, C., Kassel University Press, Kassel, Germany, 2004, pp. 587–599.
 44. Ocel, J.; Graybeal, B. (2007). Fatigue Behavior of an Ultra-High Performance Concrete IGirder. Proceedings of the PCI National Bridge Conference, October 22–24, 2007, Phoenix, AZ, Compact Disc, Paper 82.
 45. Suzuki, M.; Maruyama, I., and Sato, R.: (2005). Properties of Expansive-Ultra High-Strength Concrete. Seventh International Symposium on the Utilization of High-Strength/HighPerformance Concrete, Vol. II, Publication No. SP-228, Ed., Russell, H.G., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2005, pp. 1,159–1,173.
 46. Ghafari, E (2015). Design of Eco-Efficient Ultra High Durability Concrete. Dissertação de Doutoramento, IST, Lisboa, Junho de 2015.
 47. Ghafari, E.; Costa, H.; Júlio, E.; Portugal, A; Durães, L. (2016). Effect of supplementary cementitious materials on autogenous shrinkage of ultra-high performance concrete. Construction and Building Materials, vol. 127, pp. 43-48.
 48. Acker, P. (2001). Micromechanical Analysis of Creep and Shrinkage Mechanisms. in Ulm, F.-J., Z.P. Bazant, and F.H. Wittman (eds.) “Creep, Shrinkage, and Durability Mechanics of Concrete and Other Quasi-Brittle Materials,” Proceedings of ConCreep6@MIT, Elsevier, London, 2001, pp. 15–25.
 49. Acker, P. (2004). Why Does Ultrahigh-Performance Concrete (UHPC) Exhibit Such a Low Shrinkage and Such a Low Creep?. Autogenous Deformation of Concrete, ACI SP 220-10, 2004, pp. 141–154, American Concrete Institute, Farmington, MI.
 50. Brühwiler, E.; Denarié, E., (2008). Rehabilitation of concrete structures using Ultra – High Performance Fibre Reinforced Concrete. Proceedings of the Second International

- Symposium on Ultra High Performance Concrete, University of Kassel, nº10, Kassel, Germany, Março, 2008.
51. Skazlic, M.; Bjegovic, D.; Serdar, M. (2008). Influence of test specimens geometry on compressive strength of ultra-high performance concrete. In Proceedings of the 2nd International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, Germany (pp. 295–301).
52. Ahlborn, T.; Peuse, E.; Misson, D.; Gilbertson, C. (2008). Durability and strength characterization of ultra-high performance concrete under variable curing regimes. In Proceedings of the 2nd International Symposium on Ultra-High Performance Concrete, Kassel, Germany (pp. 197–204).
53. Kazemi, S.; Lubell, A. (2012). Influence of specimen size and fibre content on mechanical properties of ultra-high performance fibre-reinforced concrete. *ACI Materials Journal*, 109(6), 675–684.
54. Graybeal, B.; Davis, M. (2008). Cylinder or cube: strength testing of 80–200 MPa (11.6–29 ksi) ultra-high performance fibre-reinforced concrete. *ACI Materials Journal*, 105(6), 603–609.
55. Heinz, D.; Ludwig, H. (2004). Heat treatment and the risk of DEF delayed ettringite formation in UHPC. In Proceedings of the International Symposium on UHPC, Kassel, Germany (pp. 717–730).
56. Soutsos, M.; Millard, S.; Karaikos, K. (2005). Mix design, mechanical properties, and impact resistance of reactive powder concrete (RPC). In International Workshop on High Performance Fibre-Reinforced Cementitious Composites in Structural Applications (pp. 549–560).
57. Xing, F.; Huang, D.; Cao, L.; Deng, L. (2006). Study on preparation technique for low-cost green reactive powder concrete. *Key Engineering Materials*, 302–303, 405–410.
58. Bonneau, O.; Lachemi, M.; Dallaire, E.; Dugat, J.; Aitcin, P. (1997). Mechanical properties and durability of two industrial reactive powder concretes. *ACI Materials Journal*, 94(4), 286–290.
59. Cwirzen, A.; Penttala, V.; Cwirzen, K. (2008). The effect of heat treatment on the salt freeze-thaw durability of UHSC. In Proceedings of the 2nd International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, Germany (pp. 221–230).
60. El-Dieb, A. (2009). Mechanical, durability and microstructural characteristics of ultrahigh-strength self-compacting concrete incorporating steel fibers. *Materials and Design*, 30, 4286–4292.

61. Steil, T.; Karihaloo, B.; & Fahling, E. (2004). Effect of casting direction on the mechanical properties of CARDIFRC. In Proceedings of the International Symposium on Ultra-High Performance Concrete, Kassel, Germany (pp. 481–493).
62. AFGC-SETRA (Association Francaise de Genie Civil-Service d'études Techniques des Routes et Autoroutes). (2002). Ultra-high performance fibre—reinforced concretes, recommendations provisoires-interim recommendations (p. 98).
63. Fehling, E.; Schmidt, M.; & Stuerwald, S. (Eds.). (2008). Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, Germany (p. 902).
64. Francisco, P. et al., (2009). Ultra High Performance Concrete for Prestressed Elements—Interest of Creep Prediction. Proceedings of the International Workshop on Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete - Designing and Building with UHPFRC: State of the Art Development, 17–19 November 2009, Marseille, France, AFGC/fib, Paper 5.2.1.
65. Santos, P. 2009. Assessment of the Shear Strength between Concrete Layers. PhD Thesis, FCTUC, Coimbra
66. Santos, P.; Júlio, E. (2010). Effect of Filtering on Texture Assessment of Concrete Surfaces. ACI Materials Journal , vol. 107 (1): pp 31-36
67. Costa et. al. (2011). Bond Strength of Normal-to-Lightweight Concrete Interfaces.
68. Barros, A. (2009). Avaliação do comportamento de vigas de concreto auto-adensável reforçado com fibras de aço. Tese de Mestrado, Centro de Tecnologia da Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 1 vol.

ANEXO A – Controlo de Medições

Foram efetuadas medições das vigas ensaiadas, de forma a considerar desvios entre as mesmas nos cálculos experimentais e posterior análise. Assim, no quadro A.1.1 são apresentadas os valores das seções da viga, h e b , bem como o desenvolvimento da viga L .

Quadro A.1.1 – Controlo de medições das vigas produzidas

Ensaio	Viga		Data Bet.	h (m)	b (m)		Data Bet.	h_f (m)	b_f (m)	L_f (m)
Flexão	V0_F_REF	BEAL	05/04/16	0,240	0,130	UHPC	-	-	-	1,500
	V1_F_L		18/03/16	0,220	0,087		19/05/16	0,245	0,120	1,505
	V2_F_C		05/05/16	0,215	0,080		19/05/16	0,243	0,123	1,510
	V3_F_R		11/04/16	0,219	0,083		19/05/16	0,245	0,120	1,510
	V4_F_O		21/04/16	0,225/0,22	0,09/0,08		19/05/16	0,245	0,123	1,510
	V5_F_SK		-	-	-		24/05/16	0,240	0,120	1,505

Onde,

h – altura do BEAL (m);

b – espessura do BEAL (m);

h_f – espessura total da viga (m);

b_f – altura total da viga (m);

L_f – desenvolvimento da viga (m);

Na figura A.1.2 são apresentados os valores da altura útil (d) para cada viga, de forma corrigir eventuais erros que poderão existir nas armaduras fornecidas.

Quadro A.1.2 – Valores da altura útil

Viga	d (m)
V0_F_REF	0,2060
V1_F_L	0,2110
V2_F_C	0,2087
V3_F_R	0,2110
V4_F_O	0,2110
V5_F_SK	-

Relação Força no atuador - Σ Forças de reação

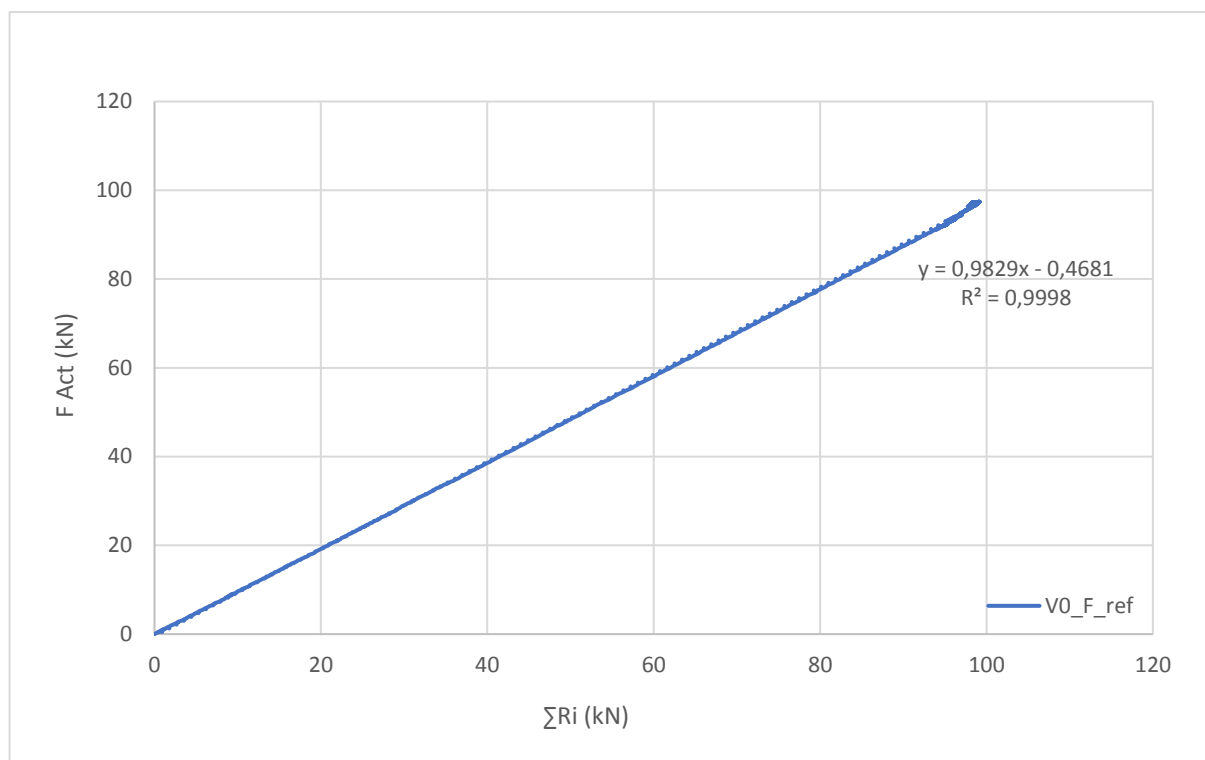


Figura A.2.1 – Força no Atuador vs Reações nas Células de Carga (V0_F_REF)

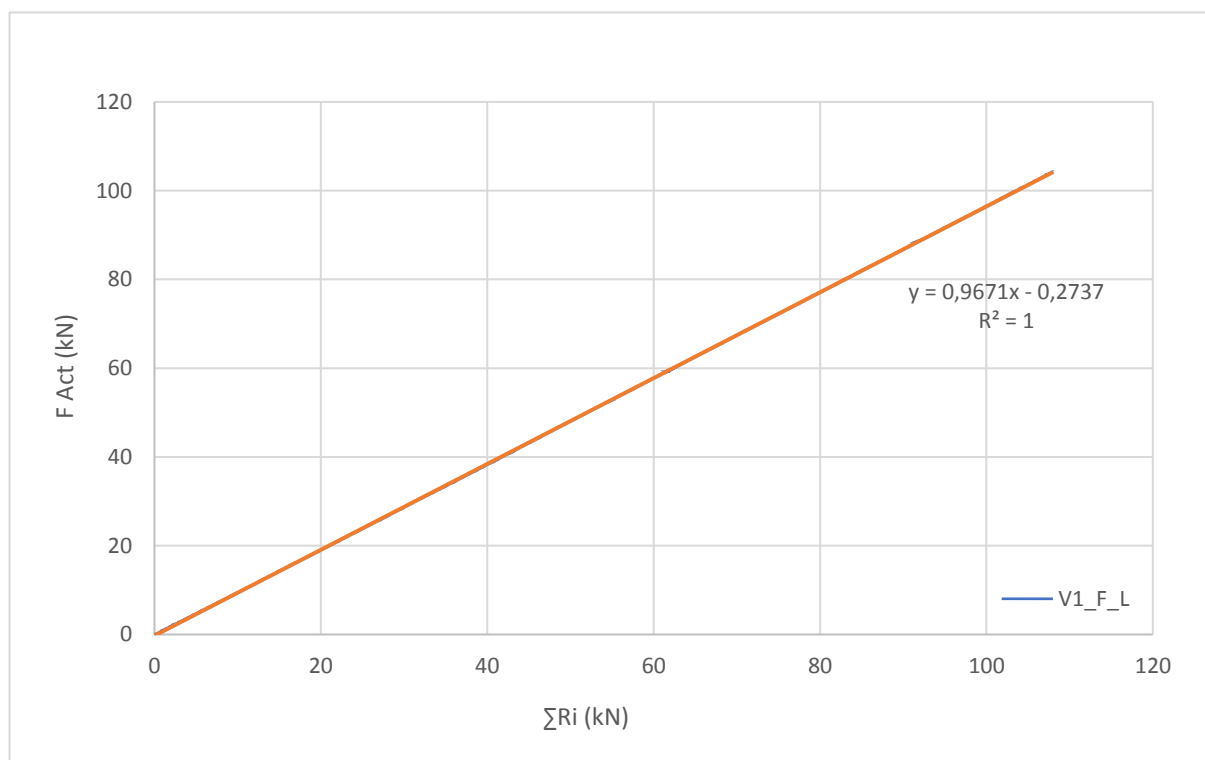


Figura A.2.2 – Força no Atuador vs Reações nas Células de Carga (V1_F_L)

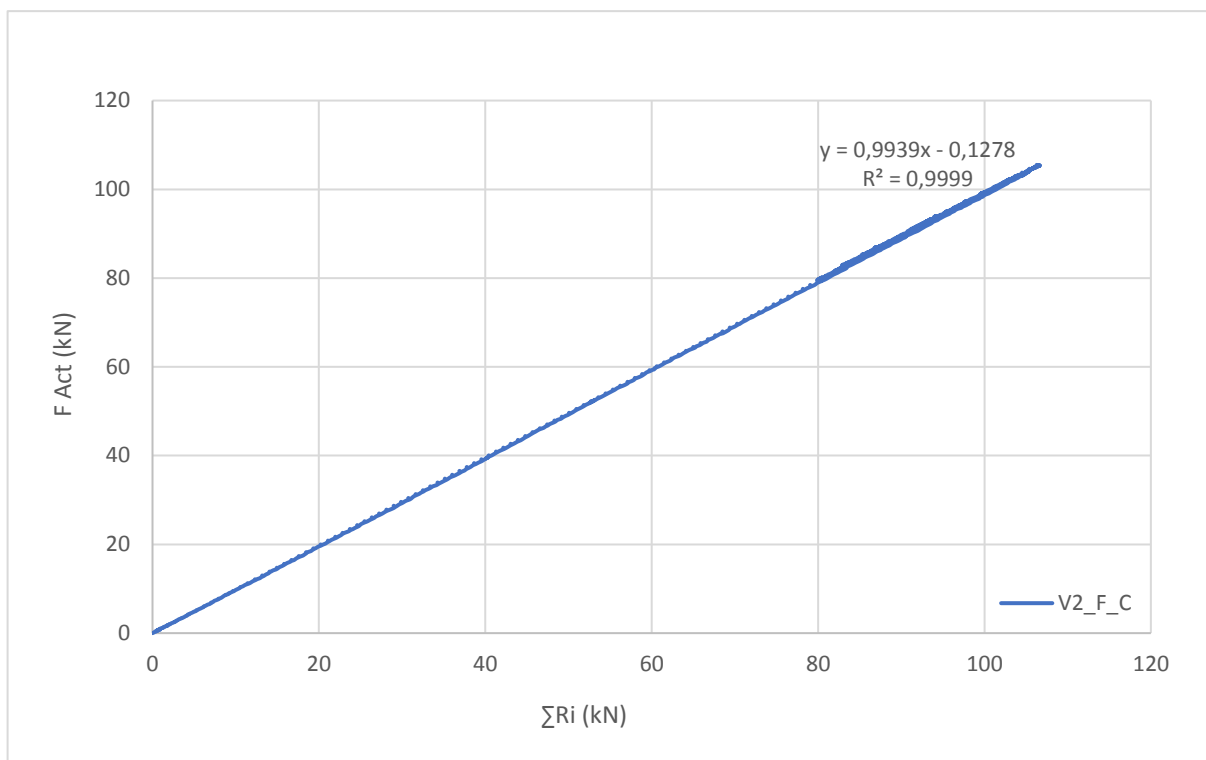


Figura A.2.3 – Força no Atuador vs Reações nas Células de Carga (V2_F_C)

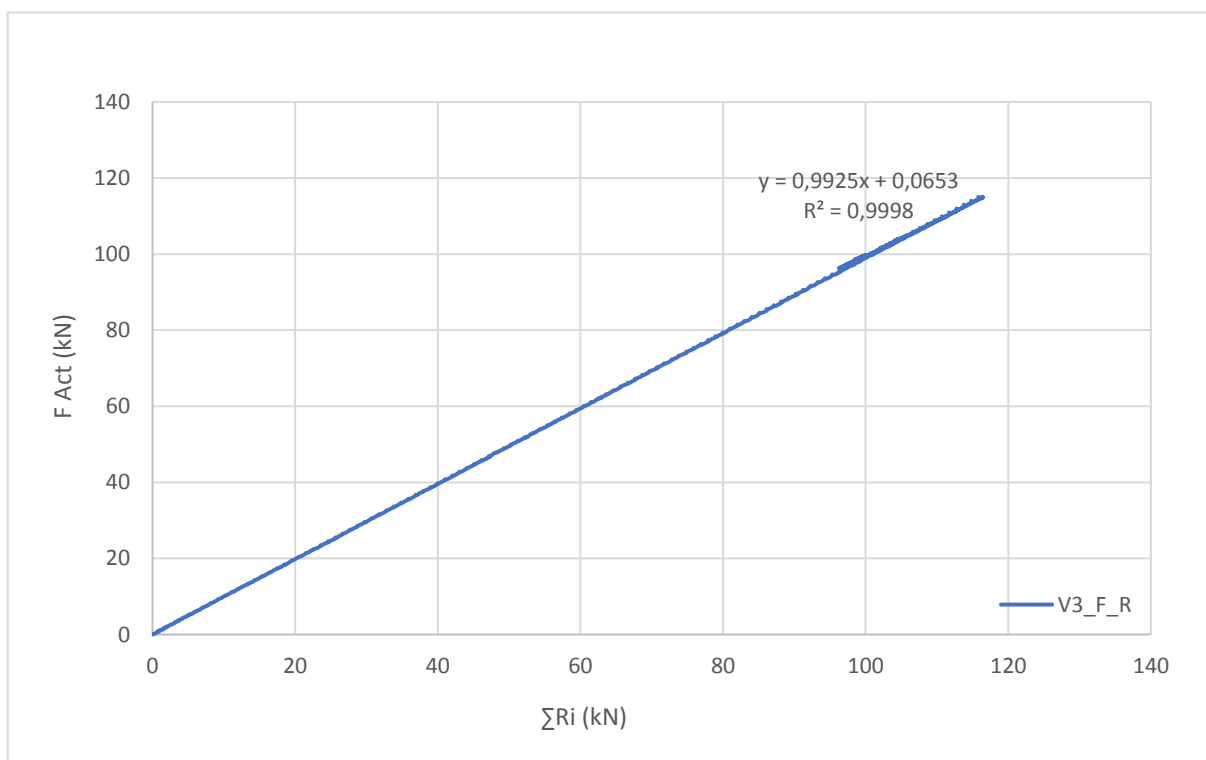


Figura A.2.4 – Força no Atuador vs Reações nas Células de Carga (V3_F_R)

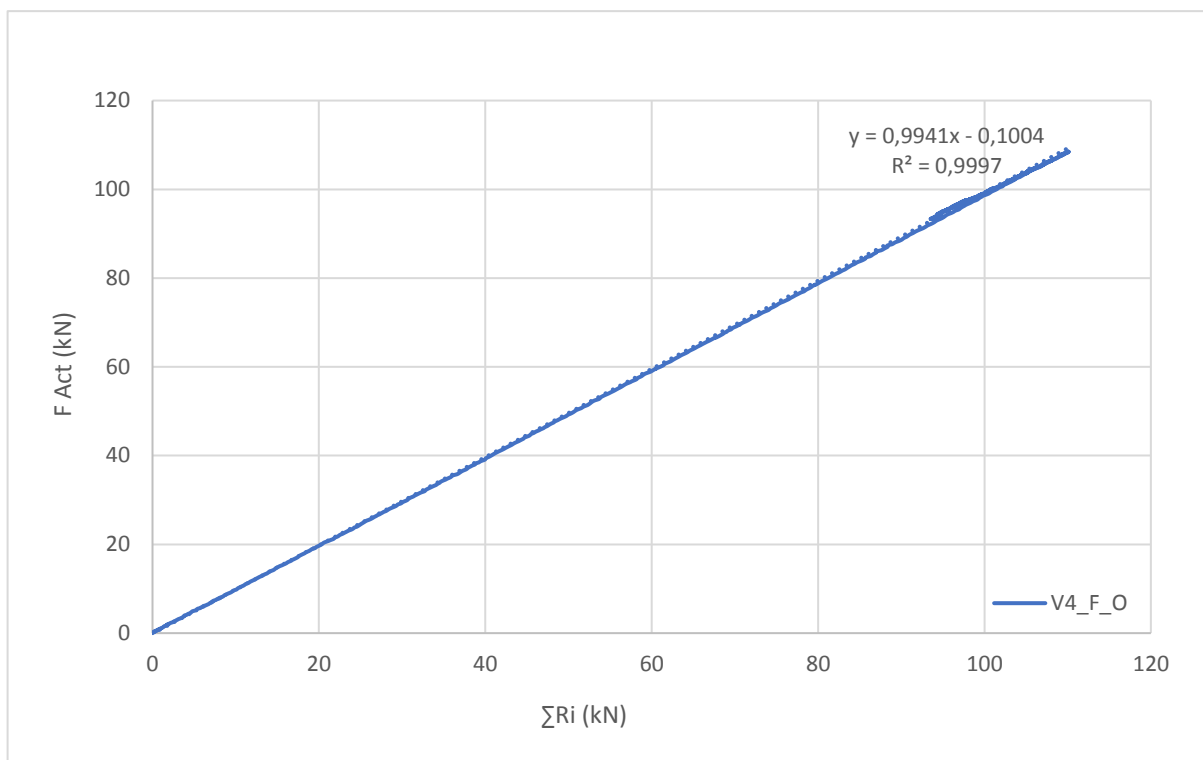


Figura A.2.5 – Força no Atuador vs Reações nas Células de Carga (V4_F_O)

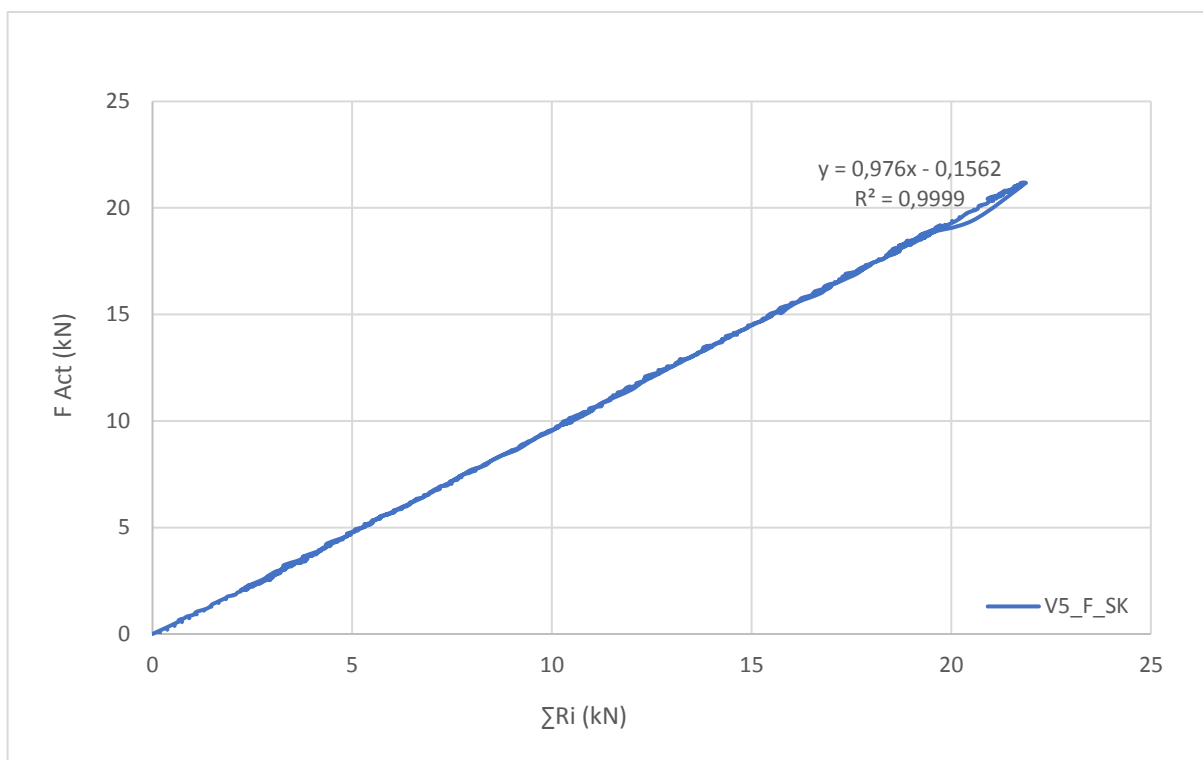


Figura A.2.6 – Força no Atuador vs Reações nas Células de Carga (V5_F_SK)

ANEXO B – Relação Carga-Deslocamento (F- δ)

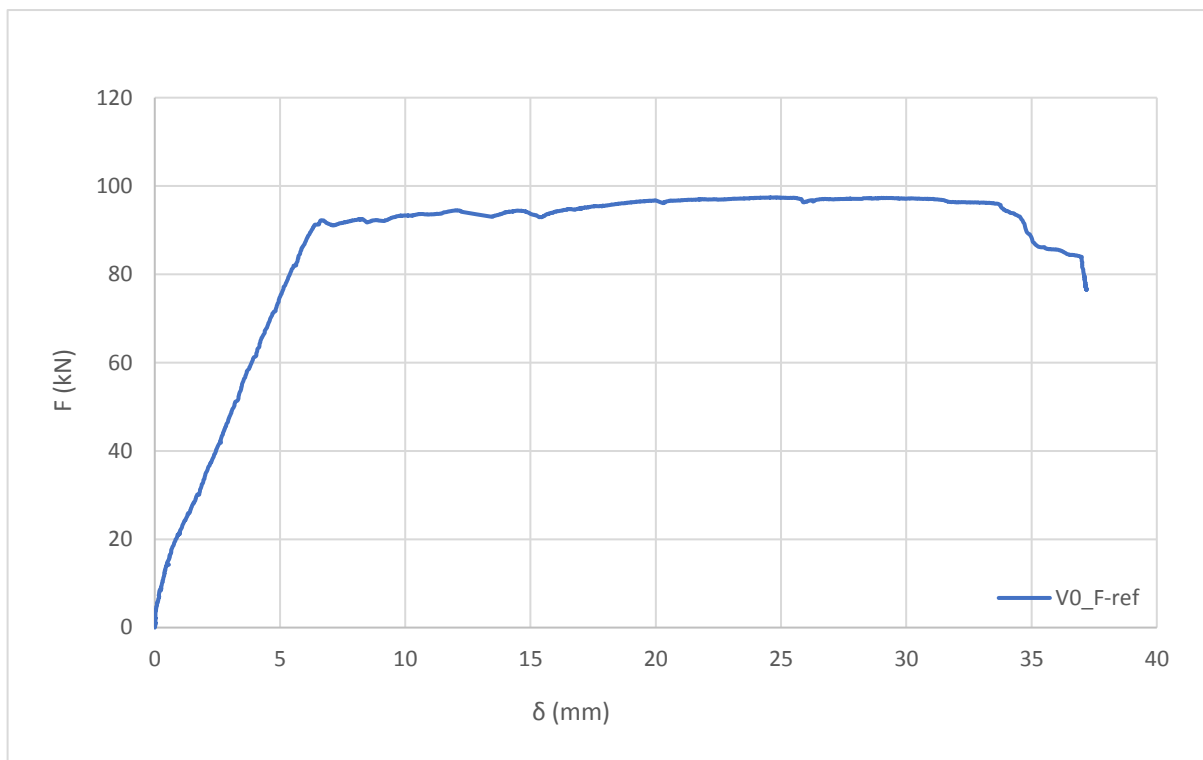


Figura B.1.1 – Relação F- δ (V0_F_REF)

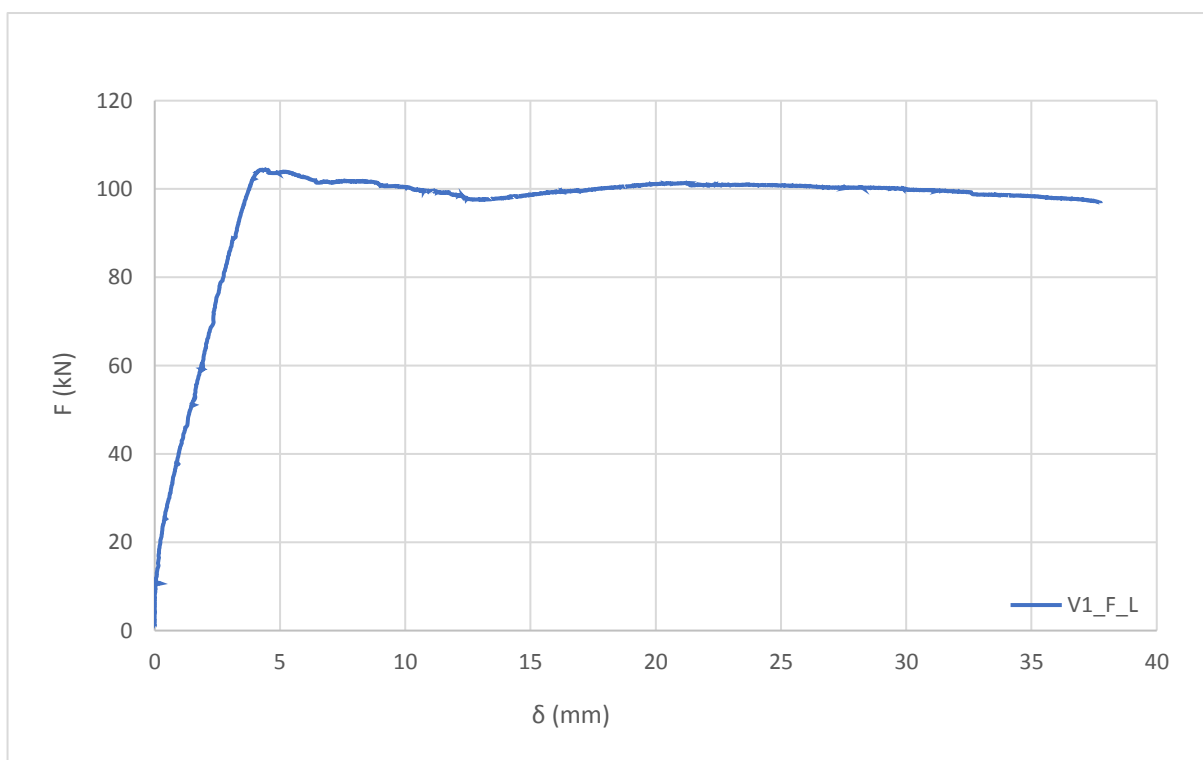


Figura B.1.2 – Relação F- δ (V1_F_L)

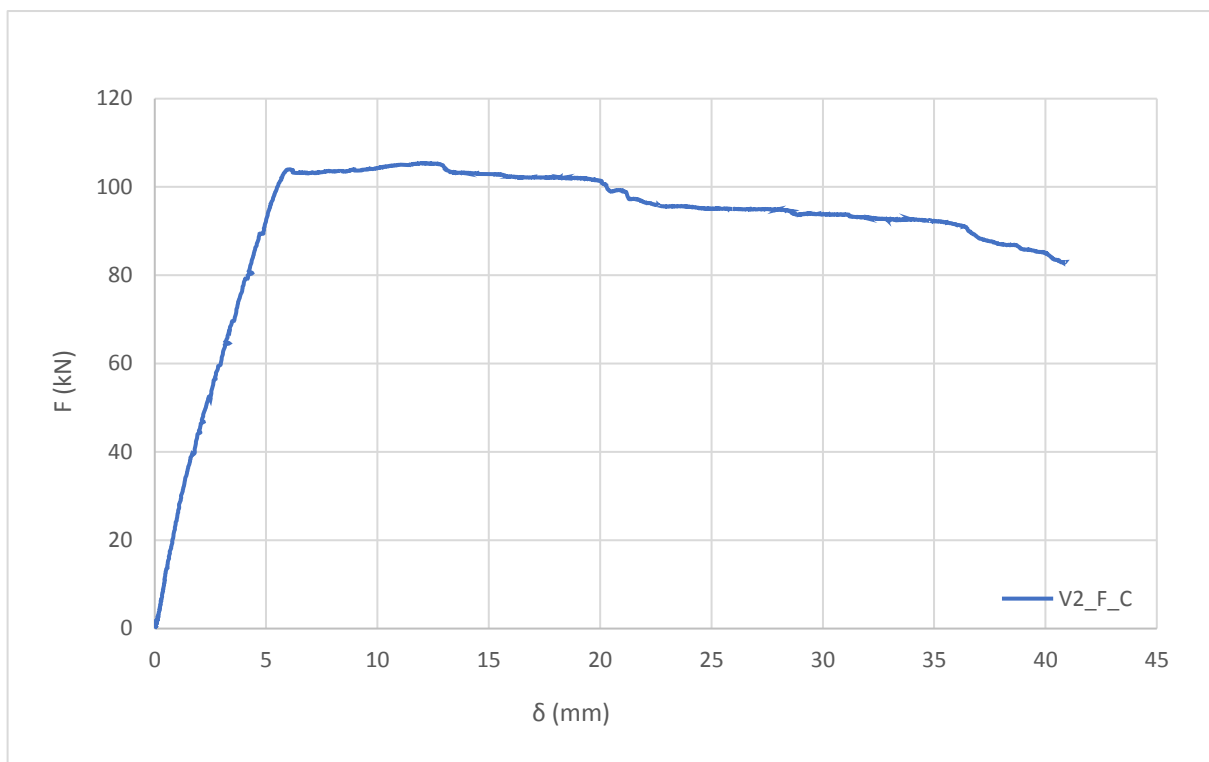


Figura B.1.3 – Relação F- δ (V2_F_C)

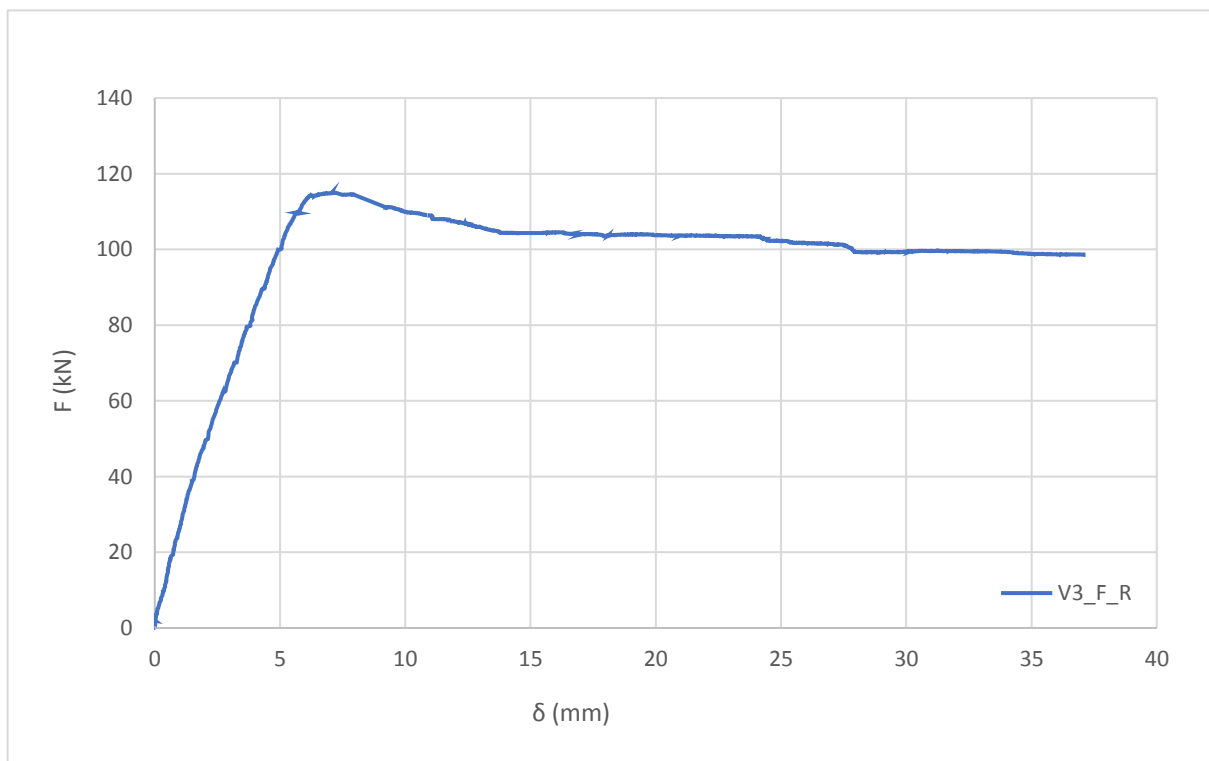
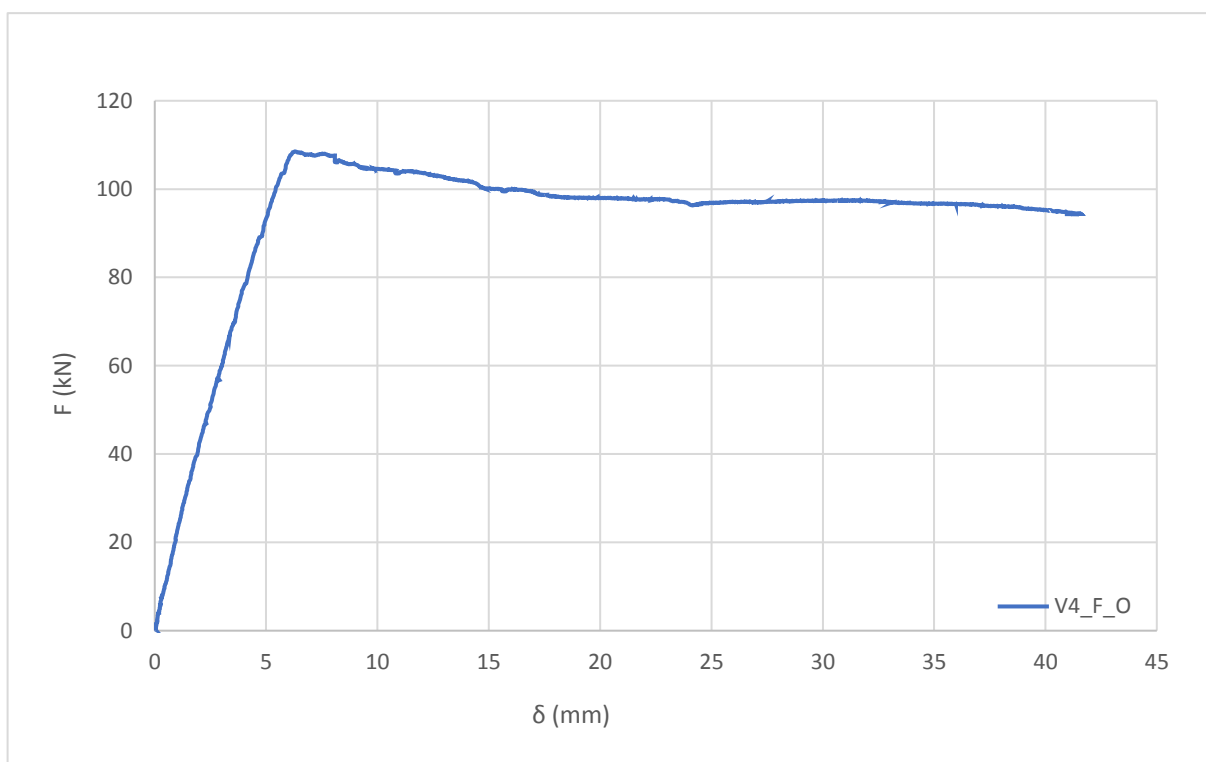
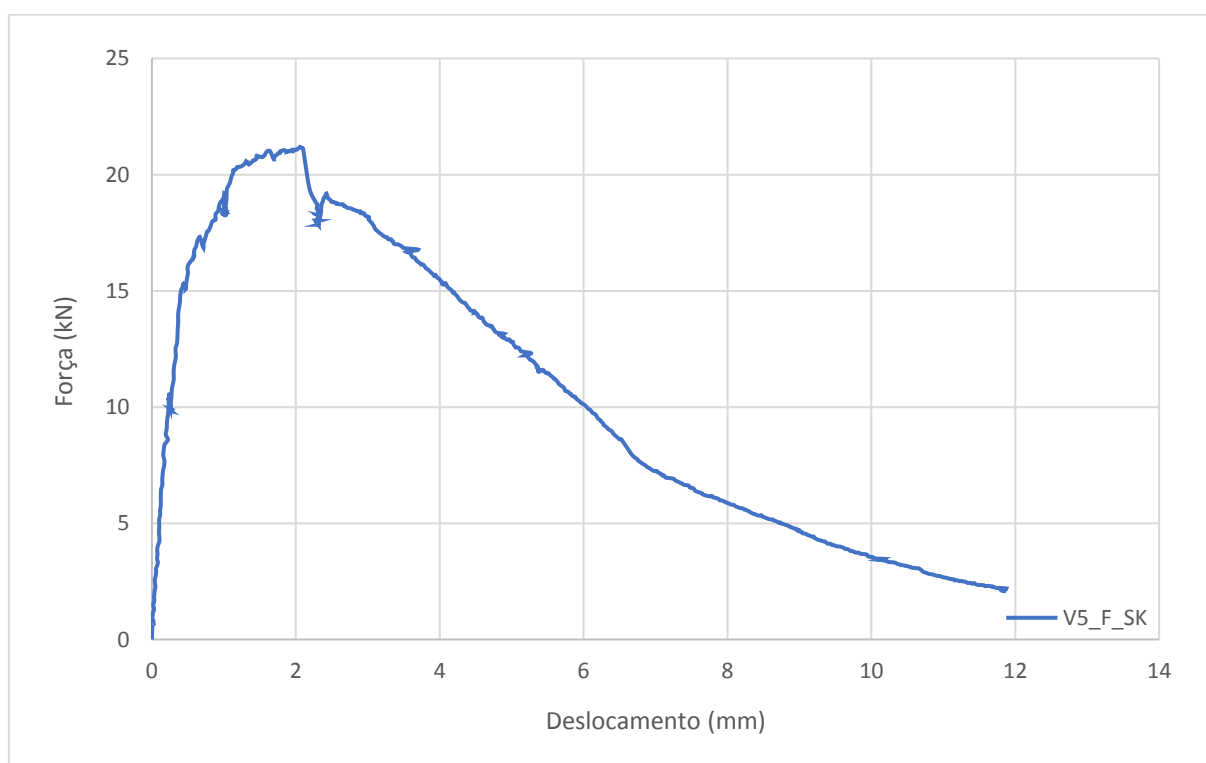


Figura B.1.4 – Relação F- δ (V3_F_R)

Figura B.1.5 – Relação F - δ (V4_F_O)Figura B.1.6 – Relação F - δ (V5_F_SK)

ANEXO C – Cálculo do Momento Teórico (M_{teo})

O Cálculo do M_{teo} da viga de referência foi feita de acordo com uma distribuição retangular equivalente de tensões de compressão, segundo o procedimento preconizado no EC2, como simplificação do diagrama real de momentos.

O diagrama da distribuição de tensões é apresentada na figura C.1.1.

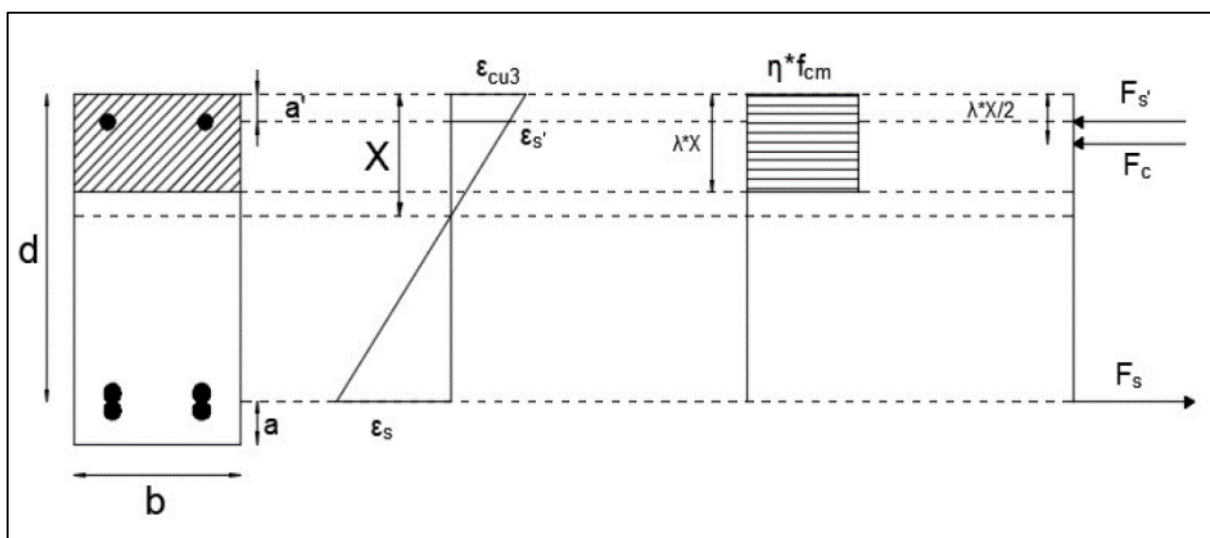


Figura C.1.1 – Distribuição de tensões para cálculo do M_{teo} – viga de referência (Martins,2018)

O M_{teo} foi calculado pela seguinte expressão:

$$M_{teo}(kN.m) = F'_s \times (d - a') + F_c \times \left(d - \frac{\lambda \times x}{2}\right) \quad (C.1)$$

Tendo por base os valores parcelares das Expressões C.2 a C.12:

$$\varepsilon_{cu3}(\text{‰}) = 3,5 \text{ se } f_{cm,cil} < 50MPa \quad (C.2)$$

$$\varepsilon_{cu3}(\text{‰}) = 2,5 + 3,5 \times \left(\frac{90 - f_{cm,cil}}{100}\right)^4 \text{ se } f_{cm,cil} \geq 50MPa \quad (C.3)$$

$$\lambda = 0,8 \text{ se } f_{cm,cil} < 50MPa \quad (C.4)$$

$$\lambda = 0,8 - \left(\frac{f_{cm,cil} - 50}{400}\right) \text{ se } 50 < f_{cm,cil} \leq 50MPa \quad (C.5)$$

$$\eta = 1,0 \text{ se } f_{cm,cil} \leq 50MPa \quad (C.6)$$

$$\eta = 1,0 - \left(\frac{f_{cm,cil} - 50}{200} \right) \text{ se } 50 < f_{cm,cil} \leq 90 \text{ MPa} \quad (\text{C.7})$$

$$\varepsilon_{sy}(\text{‰}) = \frac{f_{sy}}{E_s \times 10^3} \times 10^3 \quad (\text{C.8})$$

$$\varepsilon'_s(\text{‰}) = \frac{(x-a') \times \varepsilon_{cu3}}{x} \quad (\text{C.9})$$

$$F'_s(\text{kN}) = E_s \times 10^6 \times \varepsilon'_s \times 10^{-3} \times A'_s \text{ se } \varepsilon'_s < \varepsilon_{sy} \quad (\text{C.10})$$

$$F'_s = f_{sy} \times 10^3 \times A'_s \text{ se } \varepsilon'_s > \varepsilon_{sy} \quad (\text{C.11})$$

$$F_c(\text{kN}) = b \times \lambda \times x \times \eta \times f_{cm,cil} \times 10^3 \quad (\text{C.12})$$

O valor de x foi determinado através de um processo iterativo até obter uma igualdade da Expressão C.13.

$$F_c + F'_s = F_s \quad (\text{C.13})$$

Onde,

$$F_s(\text{kN}) = f_{sy} \times 10^3 \times A_s \quad (\text{C.14})$$

O cálculo do M_{teo} para as vigas com recobrimento foi efetuado da forma idêntica à viga de referência, contando com a contribuição da força de tração e compressão do UHPC e das fibras metálicas adicionadas na sua composição, segundo o Model Code 2010.

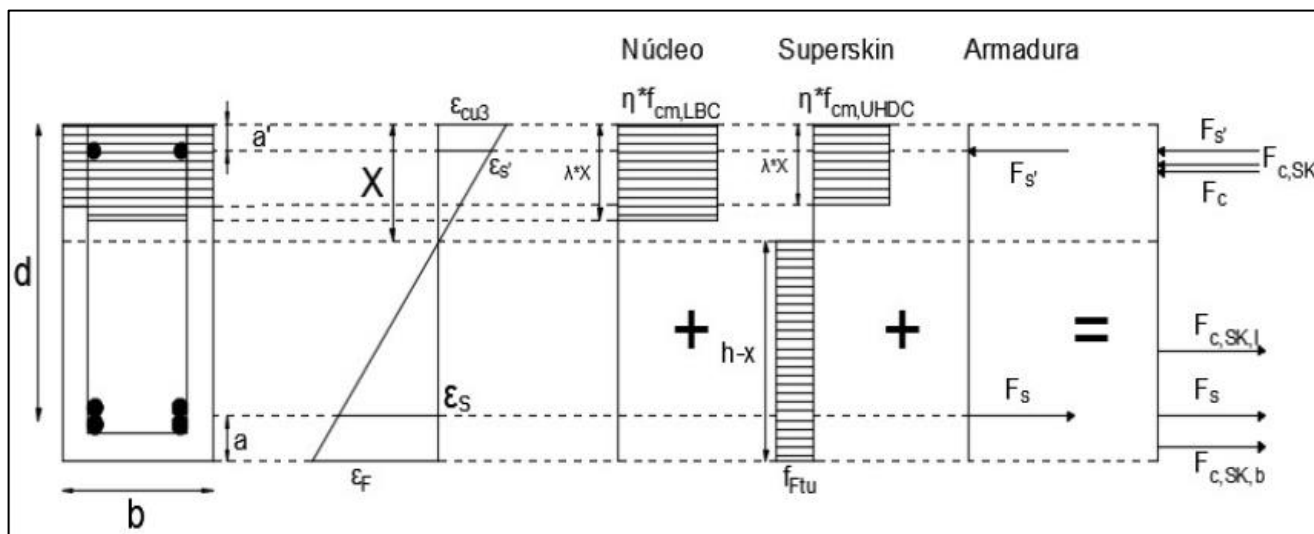


Figura C.1.2 – Distribuição de tensões para cálculo do Mteo – vigas *superskin* (Martins, 2018)

Assim o valor do M_{teo} foi calculado pela seguinte expressão:

$$M_{teo}(kN.m) = F'_s \times (d - a') + F_c \times \left(d - \frac{\lambda \times x}{2}\right) + F_{c,SK} \times \left(d - \frac{\lambda \times x}{2}\right) - F_{c,SK,l} \times \left((d - x) - \frac{h-x}{2}\right) + F_{c,SK,b} \times \left(a - \frac{c}{2}\right) \quad (C.15)$$

Todos os elementos são calculados utilizando as expressões, contando ainda com a força de tração e compressão nas fibras, que pode ser calculada utilizando a seguinte abordagem:

$$F_{c,SK}(kN) = (\lambda \times x \times c) \times 2 \times f_{cm cil} \times 10^3 \quad (C.16)$$

$$F_{c,SK,l}(kN) = (h - x) \times c \times 2 \times f_{Ftu} \times 10^3 \quad (C.17)$$

$$F_{c,SK,l}(kN) = (b - 2 \times c) \times c \times f_{Ftu} \times 10^3 \quad (C.18)$$

O cálculo do valor característico da tensão máxima residual das fibras, f_{Ftu} , foi determinado segundo Model Code 2010, seguindo o modelo linear, através das seguintes expressões:

$$f_{Fts} = 0,45f_{R1} \quad (C.19)$$

$$f_{Ftu} = f_{Fts} - \frac{w_u}{CMOD_3} (f_{Fts} - 0,5f_{R3} + 0,2f_{R1}) \geq 0 \quad (C.20)$$

Legenda:

F_s'	força na armadura comprimida (kN);
d	altura útil da secção (m);
a'	distância entre a armadura comprimida e a face superior da secção (m);
F_c	força no betão LBC (kN);
λ e η	coeficientes (EC2);
ϵ_{cu3}	extensão última do betão (EC2) (‰);
$f_{cm,cil}$	valor médio de rotura do betão à compressão (cilindros) (MPa);
ϵ_{sy}	valor da extensão de cedência do aço (‰);
f_{sy}	valor da tensão de cedência do aço (MPa);
E_s	valor do módulo de elasticidade do aço (GPa);
ϵ'_s	valor da extensão do aço da armadura comprimida (‰);
x	profundidade do eixo neutro (m);
A_s'	área de aço da armadura comprimida (m ²);
b	largura da secção (m);
F_s	força na armadura tracionada (kN);
A_s	área de aço da armadura tracionada (m ²);
a	distância entre a armadura tracionada e a face inferior da secção (m);
c	recobrimento da secção (m);
$F_{c,SK}$	força no betão do recobrimento comprimido (kN);
$F_{c,SK,l}$	força no betão do recobrimento tracionado das laterais da secção (kN);
$F_{c,SK,b}$	força no betão do recobrimento tracionado da base da secção (kN);
h	altura da secção;
f_{Ftu}	tensão residual máxima das fibras (MPa);
f_{Fts}	tensão residual de serviço das fibras (MPa);
w_u	valor máximo de abertura das fendas, aceite no dimensionamento estrutural;
f_{R1}	tensão residual do betão reforçado com fibras, para condições de serviço;
f_{R3}	tensão residual do betão reforçado com fibras, para condições últimas.

ANEXO D – Determinação da Curvatura Experimental

A curvatura na região crítica da viga, isto é a meio-vão da viga onde os momentos atingem os valores máximos, foi determinada através dos transdutores de deslocamento horizontais.

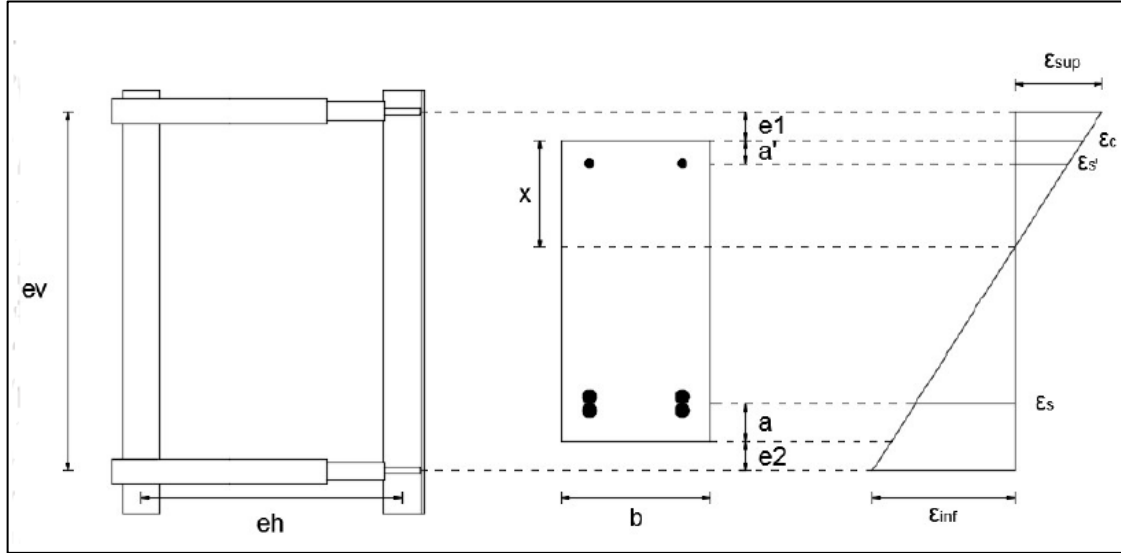


Figura D.1.1 – Esquema para cálculo da curvatura

O cálculo dos valores de curvatura foi obtido através da seguinte expressão:

$$\frac{1}{r}(m^{-1}) = \frac{|\varepsilon_c| + |\varepsilon_s|}{d} \quad (D.1)$$

No entanto, a curvatura também pode ser calculada por:

$$\frac{1}{r}(m^{-1}) = \frac{|\varepsilon_{sup}| + |\varepsilon_{inf}|}{ev} \quad (D.2)$$

Sendo,

$$\varepsilon_{sup} = \frac{\varepsilon_{lvd, sup}}{eh \times 10^3} \quad (D.3)$$

$$\varepsilon_{inf} = \frac{\varepsilon_{lvd, inf}}{eh \times 10^3} \quad (D.4)$$

Legenda:

$1/r$	curvatura da seção (m^{-1});
ε_c	valor da extensão no betão;
ε_s	valor da extensão na armadura tracionada;
d	altura útil da seção (m);
ε_{sup}	valor da extensão superior;
ε_{inf}	valor da extensão inferior;
ev	distância, medida na vertical, entre os LVDTs horizontais (m);
$\varepsilon_{lvdt,s}$	valor da extensão medida no LVDT horizontal superior (mm);
$\varepsilon_{lvdt,i}$	valor da extensão medida no LVDT horizontal inferior (mm);
eh	comprimento medido na horizontal, dos LVDTs horizontais (m);

ANEXO E – Relação Momento – Curvatura (M - 1/r)

No presente anexo apresentam-se os diagramas M – 1/r para cada viga dos ensaios de flexão realizados.

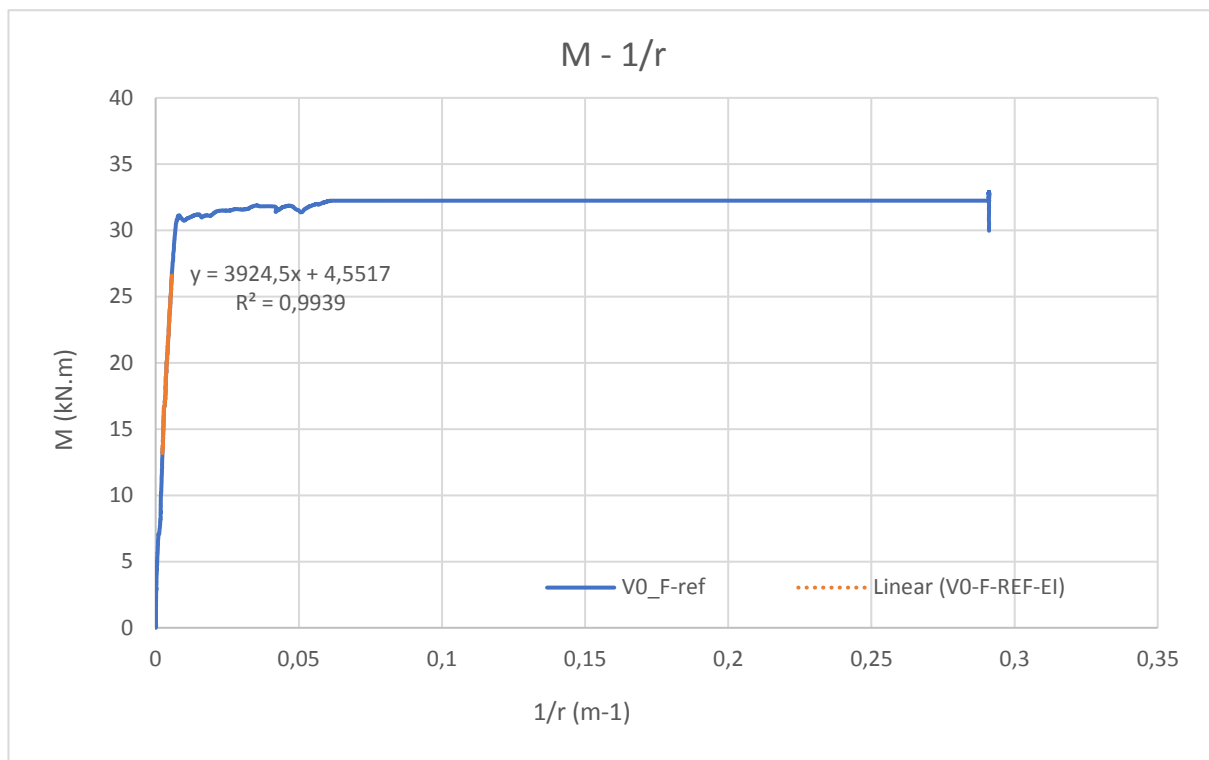


Figura E.1.1 – Relação M - 1/r (V0_F_REF)

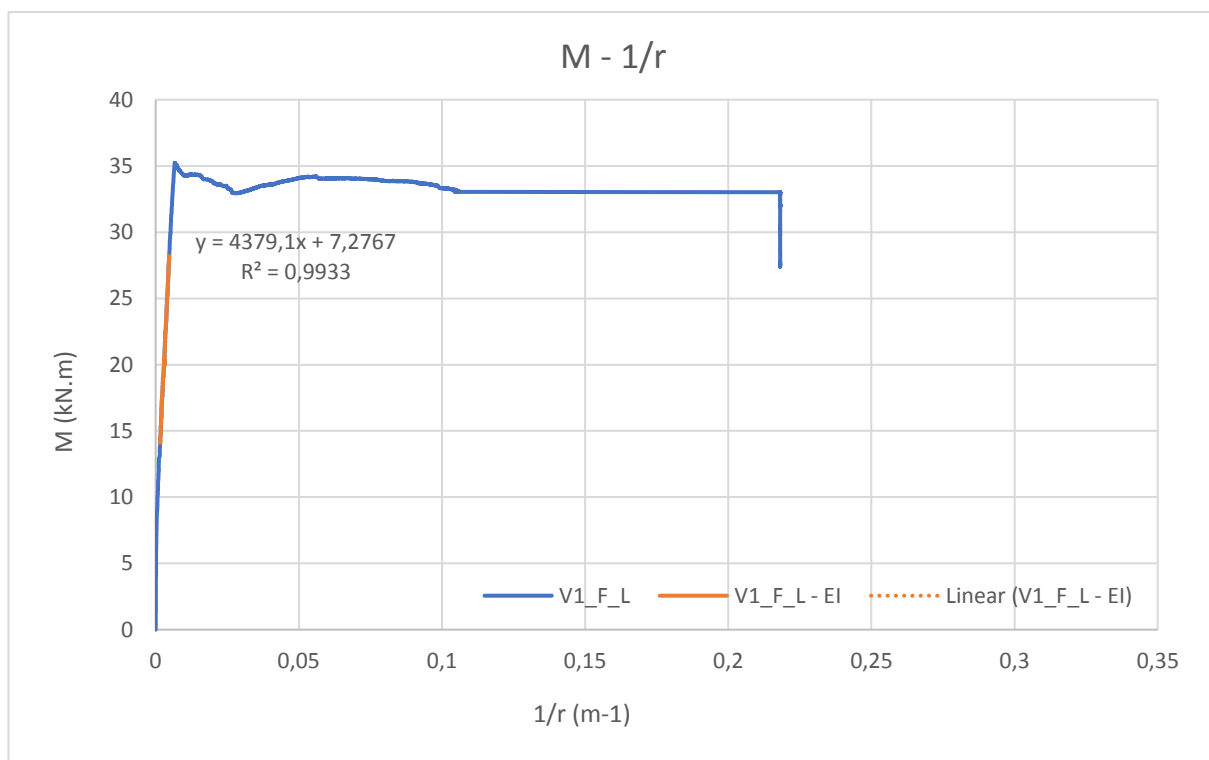
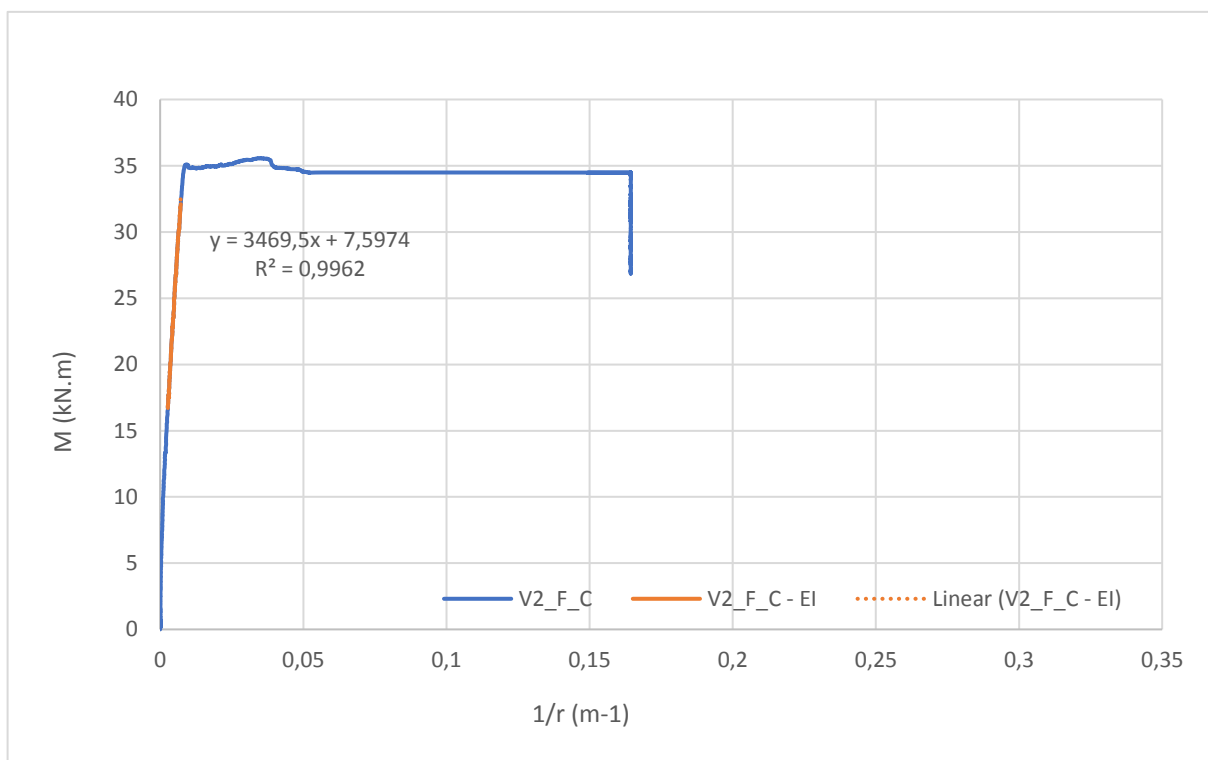
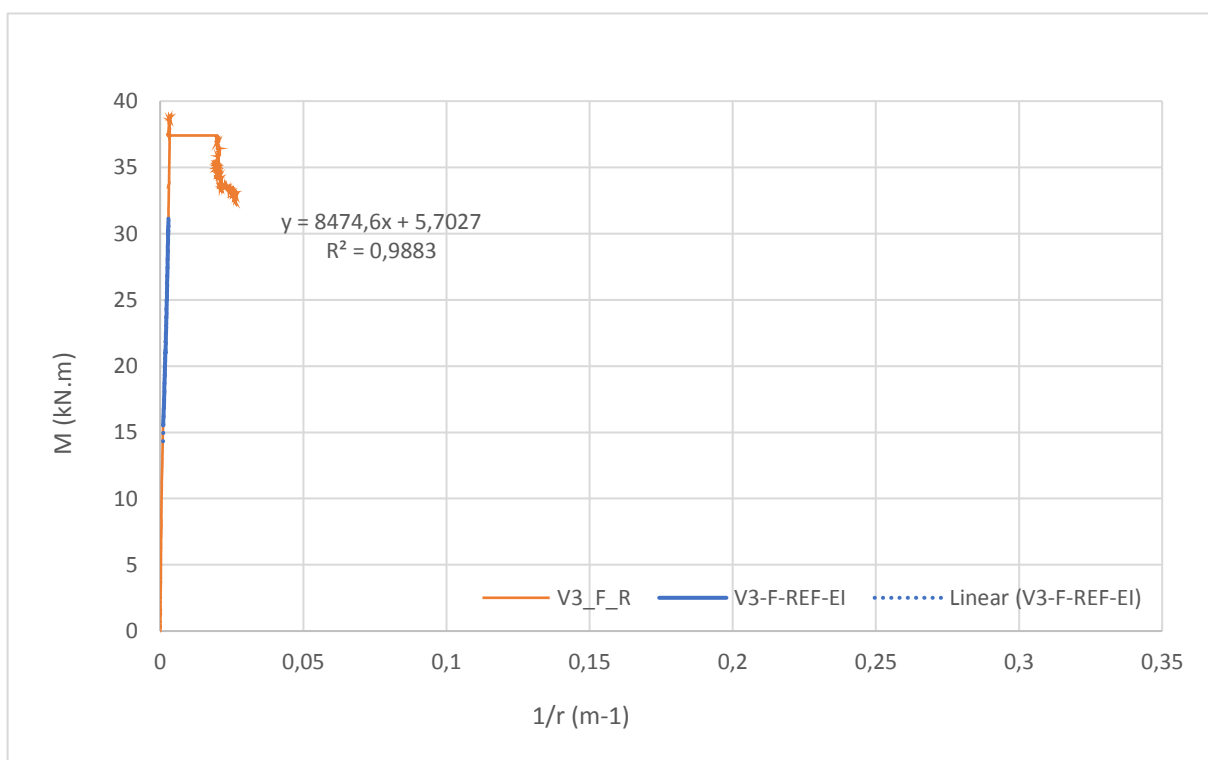


Figura E.1.2 – Relação M - 1/r (V1_F_L)

Figura E.1.3 – Relação $M - 1/r$ ($V2_F_C$)Figura E.1.4 – Relação $M - 1/r$ ($V3_F_R$)

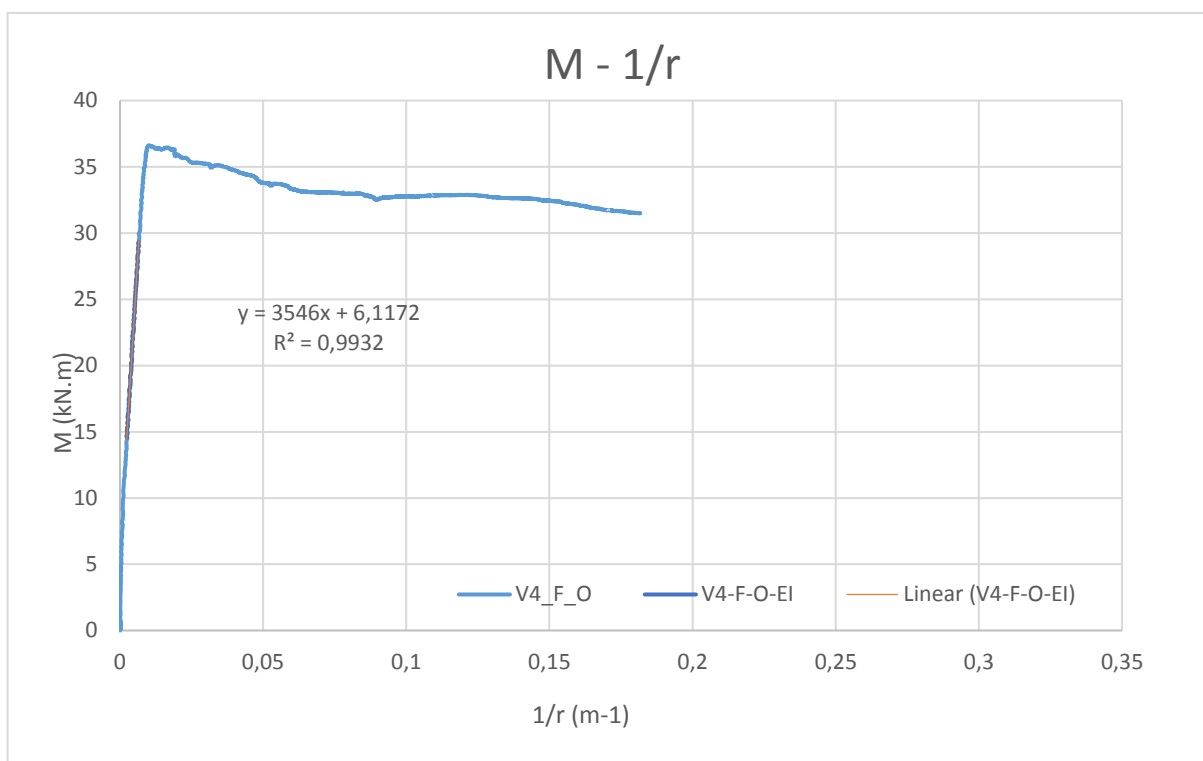


Figura E.1.5 – Relação M - 1/r (V4_F_O)

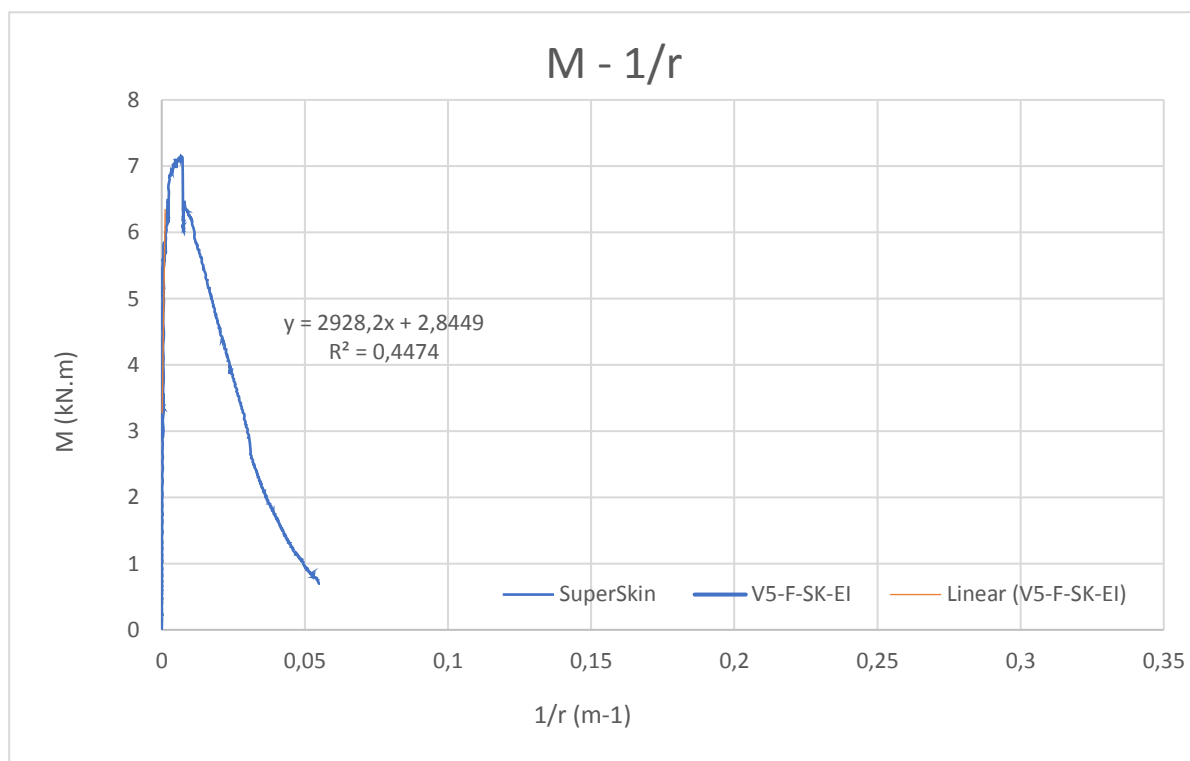


Figura E.1.6 – Relação M - 1/r (V5_F_SK)

ANEXO F – Cálculo do $EI_{I,teo}$ e do $EI_{II,teo}$

O cálculo da rigidez teórica ($EI_{I,teo}$ e $EI_{II,teo}$) realiza-se de forma semelhante para todas as vigas, sejam estas de referência ou com recobrimento com a *superskin*.

Viga de Referencia

- Rigidez “Estado I”

A previsão teórica do valor da rigidez para o “Estado I” ($EI_{I,teo}$) foi realizada considerando a secção de betão homogeneizada.

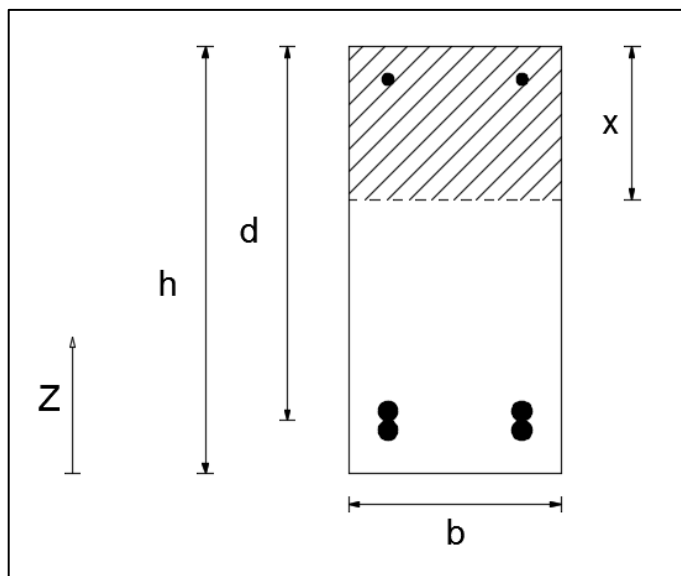


Figura F.1.1 – Esquema para o cálculo da inércia para a viga de referência

O cálculo do valor de $EI_{I,teo}$ baseou-se na informação da Figura F.1.1 e nas seguintes expressões:

$$\alpha_1 = \frac{E_s}{E_{c,BEAL}} \quad (F.1)$$

$$A_{bet\tilde{a}o}(m^2) = b \times h \quad (F.2)$$

$$A_{s,homog.}(m^2) = \alpha \times A_s \quad (F.3)$$

$$A'_{s,homog.}(m^2) = \alpha \times A'_s \quad (F.4)$$

$$Z_G(m) = \frac{A_{bet\tilde{a}o} \times Z_{bet\tilde{a}o} + A_{s,homog.} \times Z_{As} + A'_{s,homog.} \times Z_{A's}}{A_{bet\tilde{a}o} + A_{s,homog.} + A'_{s,homog.}} \quad (F.5)$$

$$I_{bet\tilde{a}o}(m^4) = \frac{b \times h^3}{12} + A_{bet\tilde{a}o} \times (Z_{bet\tilde{a}o} - Z_G)^2 \quad (F.6)$$

$$I_{As}(m^4) = A_{s,homog.} \times (Z_{As} - Z_G)^2 \quad (F.7)$$

$$I_{A's}(m^4) = A'_{s,homog.} \times (Z_{A's} - Z_G)^2 \quad (F.8)$$

$$I_{total}(m^4) = I_{betão} + I_{As'} + I_{As} \quad (F.9)$$

$$EI_{I,teo}(kN.m^2) = E_c \times I_{total} \quad (F.10)$$

- **Rigidez “Estado II”**

A previsão da rigidez para o “Estado II” ($EI_{II,teo}$), homogeneizando a seção, baseia-se na determinação da posição do eixo neutro na fase fendilhada, ou seja, o valor de x .

De seguida são apresentadas as expressões para o referido cálculo:

$$\alpha_1 = \frac{E_s}{E_{c,BEAL}} \quad (F.11)$$

$$A_{betão}(m^2) = b \times x \quad (F.12)$$

$$A_{s,homog.}(m^2) = \alpha_1 \times A_s \quad (F.13)$$

$$A'_{s,homog.}(m^2) = \alpha_1 \times A'_s \quad (F.14)$$

$$I_{betão}(m^4) = \frac{b \times x^3}{12} + A_{betão} \times \left(\frac{x}{2} - x\right)^2 \quad (F.15)$$

$$I_{As}(m^4) = A_{s,homog.} \times (d - x)^2 \quad (F.16)$$

$$I_{A's}(m^4) = A'_{s,homog.} \times (d - a')^2 \quad (F.17)$$

$$I_{total}(m^4) = I_{betão} + I_{As'} + I_{As} \quad (F.18)$$

$$EI_{II,teo}(kN.m^2) = E_c \times I_{total} \quad (F.19)$$

Vigas com SuperSkin

- Rigidez “Estado I”

O cálculo da rigidez para o “Estado I” ($EI_{I,teo}$) foi efetuado de forma idêntica à viga de referência, considerando a seção homogeneizada.

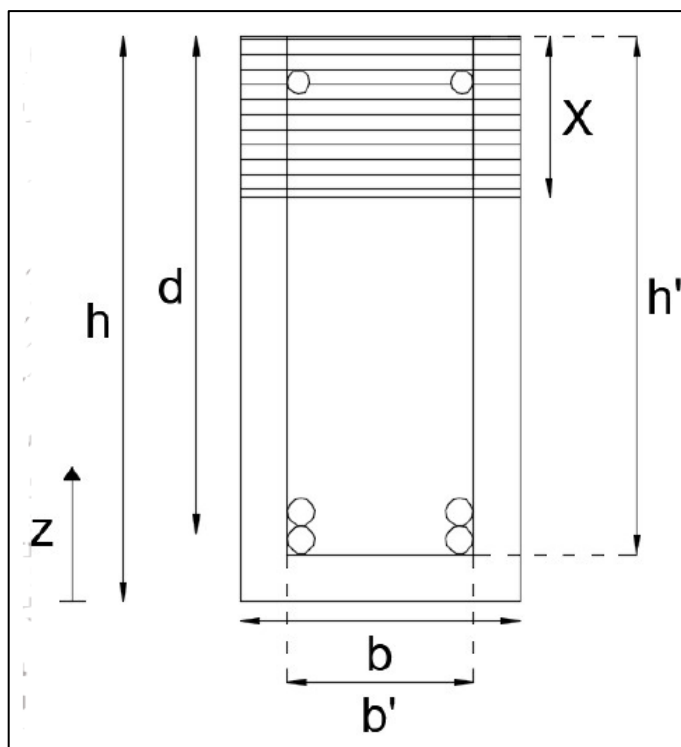


Figura F.1.2 – Esquema para o cálculo da inércia para a viga com *SuperSkin*

O cálculo do EI_{I,teo}, foi efetuado seguindo as seguintes expressões:

$$\alpha_1 = \frac{E_s}{E_{c,BEAL}} \quad (F.20)$$

$$\alpha_2 = \frac{E_{c,UHPC}}{E_{c,BEAL}} \quad (F.21)$$

$$A_{núcleo}(m^2) = b' \times h' \quad (F.22)$$

$$A_{sk,homog.}(m^2) = \alpha_2 \times (2 \times h \times c + b' \times c) \quad (F.23)$$

$$A_{s,homog.}(m^2) = \alpha_1 \times A_s \quad (F.24)$$

$$A'_{s,homog.}(m^2) = \alpha_1 \times A'_s \quad (F.25)$$

$$Z_G(m) = \frac{A_{betão} \times Z_{betão} + A_{s,homog.} \times Z_{As} + A'_{s,homog.} \times Z_{A's}}{A_{betão} + A_{s,homog.} + A'_{s,homog.}} \quad (F.26)$$

$$I_{núcleo}(m^4) = \frac{b' \times h'^3}{12} + A_{núcleo} \times (Z_{núcleo} - Z_G)^2 \quad (F.27)$$

$$I_{As}(m^4) = A_{s,homog.} \times (Z_{As} - Z_G)^2 \quad (F.28)$$

$$I_{A's}(m^4) = A'_{s,homog.} \times (Z_{A's} - Z_G)^2 \quad (F.29)$$

$$I_{sk}(m^4) = \alpha_2 \times \left(2 \times \left(\frac{c \times h^3}{12} + h \times c \times \left(\frac{h}{2} - Z_G \right)^2 \right) + \left(\frac{b' \times c^3}{12} + b' \times c \times \left(Z_G - \frac{c}{2} \right)^2 \right) \right) \quad (F.30)$$

$$I_{total}(m^4) = I_{betão} + I_{As'} + I_{As} + I_{sk} \quad (F.31)$$

$$EI_{I,teo}(kN.m^2) = E_{c,BEAL} \times I_{total} \quad (F.32)$$

- **Rigidez “Estado II”**

A previsão da rigidez para o “Estado II” ($EI_{II,teo}$), homogeneizando a seção, baseia-se na determinação da posição do eixo neutro na fase fendilhada, ou seja, o valor de x . De seguida são apresentadas as expressões para o referido cálculo:

$$\alpha_1 = \frac{E_s}{E_{c,BEAL}} \quad (F.33)$$

$$\alpha_2 = \frac{E_{c,UHPC}}{E_{c,BEAL}} \quad (F.34)$$

$$A_{núcleo}(m^2) = b' \times x \quad (F.35)$$

$$A_{sk,homog.}(m^2) = \alpha_2 \times (2 \times h \times c) \quad (F.36)$$

$$A_{s,homog.}(m^2) = \alpha_1 \times A_s \quad (F.37)$$

$$A'_{s,homog.}(m^2) = \alpha_1 \times A'_s \quad (F.38)$$

$$I_{núcleo}(m^4) = \frac{b' \times x^3}{12} + A_{núcleo} \times \left(\frac{x}{2} - x\right)^2 \quad (F.39)$$

$$I_{As}(m^4) = A_{s,homog.} \times (d - x)^2 \quad (F.40)$$

$$I_{A's}(m^4) = A'_{s,homog.} \times (x - a')^2 \quad (F.41)$$

$$I_{sk}(m^4) = \alpha_2 \times \left(2 \times \left(\frac{c \times h^3}{12} + c \times x \times \left(\frac{x}{2} - Z_G\right)^2\right)\right) \quad (F.42)$$

$$I_{total}(m^4) = I_{betão} + I_{As'} + I_{As} + I_{sk} \quad (F.43)$$

$$EI_{II,teo}(kN.m^2) = E_{c,BEAL} \times I_{total} \quad (F.44)$$

Legenda:

α_1, α_2	coeficientes de homogeneização;
E_s	valor do módulo de elasticidade do aço (GPa);
$E_{c,BEAL}$	valor do módulo de elasticidade do BEAL (GPa);
$E_{c,UHPC}$	valor do módulo de elasticidade do UHPC (GPa);
$A_{betão}$	área do betão nas vigas de referência (m ²);
b, b'	largura da secção (m);
h, h'	altura da secção (m);
$A_{s,homog.}$	área de aço da armadura tracionada homogeneizada (m ²);
A_s	área de aço da armadura tracionada (m ²);
$A_{s,homog}$	área de aço da armadura comprimida homogeneizada (m ²);
A'_s	área de aço da armadura comprimida (m ²);
Z_G	centro de inércia da secção (m);
$Z_{betão}$	distância entre a base da secção e o centro da zona de betão considerada (m);
Z_{As}	distância entre a base da secção e o centro das armaduras tracionadas (m);
$Z_{A's}$	distância entre a base da secção e o centro das armaduras comprimidas (m);
$I_{betão}$	inércia do betão relativamente ao CG da secção (vigas de referência) (m ⁴);
I_{As}	inércia das armaduras tracionadas relativamente ao CG da secção (m ⁴);
$I_{A's}$	inércia das armaduras comprimidas relativamente ao CG da secção (m ⁴);
I_{total}	inércia total (m ⁴);
$EI_{I,teo}$	rigidez teórica da secção para o “Estado I” (kN.m ²);
x	posição do eixo neutro (m);
$A_{núcleo}$	área do betão do núcleo nas vigas com <i>superskin</i> (m ²);
$A_{sk,homog.}$	área do betão de recobrimento homogeneizada das vigas com <i>superskin</i> (m ²);
c	recobrimento das vigas com <i>superskin</i> (m);
$Z_{núcleo}$	distância entre a base da secção e o centro da zona do betão do núcleo (m);
Z_{sk}	distância entre a base da secção e o centro da zona do betão do recobrimento(m);
$I_{núcleo}$	inércia do betão do núcleo relativamente ao CG da secção (m ⁴);
I_{sk}	inércia do betão do recobrimento relativamente ao CG da secção (m ⁴);
$EI_{II,teo}$	rigidez teórica da secção para o “Estado II” (kN.m ²);
a'	distância entre a armadura comprimida e a face superior da secção/viga (m);
d	altura útil da secção (m).